



Escola Politècnica Superior
d'Edificació de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ARQUITECTURA TÈCNICA I EDIFICACIÓ

TREBALL DE FI DE GRAU

ESTUDI DE LES UNIONS TRADICIONALS DE FUSTA

Projectista: Anna Gabarrón Comadran

Director/s: Romà Crespiera Ollé

Convocatòria: Setembre/Octubre 2018

Resum

En aquest projecte es pretén conèixer el funcionament mecànic i la metodologia de càlcul de les unions tradicionals de les estructures de fusta. Per aconseguir-ho s'ha seguit un procés que ha quedat reflectit en dos blocs: un primer bloc més teòric que consisteix en la recerca i anàlisi d'informació i, posteriorment, un segon bloc que consisteix en el càlcul d'un edifici de fusta.

El primer bloc vol mostrar, a partir de la bibliografia existent, aquells aspectes necessaris per a dur a terme el càlcul. Consta de dues parts:

A la primera part es donarà una visió general de la fusta com a material estructural. És una part de recerca d'informació en el que s'introdueixen les propietats físiques i mecàniques d'aquest material que condicionen al càlcul d'estructures.

A la segona part es fa una breu introducció dels mètodes d'unió que hi ha actualment i com han evolucionat aquests al llarg de la història incidint amb les unions tradicionals.

El segon bloc consisteix en un cas pràctic on s'ha escollit un edifici existent construït exclusivament amb fusta i que disposa de diverses unions tradicionals. Es tracta d'un campanar japonès que s'ha calculat seguint el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE) i tenint en compte la seva ubicació. En aquest bloc es pretén mostrar els passos a seguir per a calcular un edifici de fusta i comprovar les seves unions.

Es detalla el procediment seguit per a comprovar l'estructura fent servir el programa CYPE que ha permès extreure els esforços en aquelles unions que s'han escollit per ser més significatives per poder estudiar el seu comportament mecànic.

Índex

RESUM	1
1 INTRODUCCIÓ	5
1.1 ANTECEDENTS	5
1.2 OBJECTIUS	5
2 LA FUSTA	7
2.1 ANATOMIA	7
2.2 PROPIETATS FÍSQUES	7
2.2.1 Humitat	7
2.2.2 Densitat	8
2.3 PROPIETATS MECÀNIQUES	8
2.3.1 Capacitats resistents	8
2.3.2 Factors que influeixen en les propietats mecàniques	10
2.4 TIPUS DE FUSTA. CLASSES RESISTENTS	12
3 LES UNIONS	13
3.1 EVOLUCIÓ DE LA FUSTA I LES UNIONS	13
3.2 SISTEMES D'UNIONS	16
3.2.1 Unions metàl·liques	17
3.2.2 Unions encolades	18
3.2.3 Unions tradicionals	18
3.3 TIPUS D'UNIONS TRADICIONALS	19
3.3.1 Encaixos	19
3.3.2 Empalmaments	23
3.3.3 Acoblaments	25
3.4 LES UNIONS A LA NORMATIVA	26
3.4.1 Unions tradicionals	27
4 CAS PRÀCTIC	29
4.1 L'EDIFICI	29
4.1.1 Elecció de l'edifici	29
4.1.2 Antecedents	30
4.1.3 Descripció de l'entorn	30
4.1.4 Descripció de l'edifici	31
4.2 CONDICIONANTS DE PARTIDA	33
4.2.1 Modelització de l'estructura	33
4.2.2 Condicions de contorn	33
4.2.3 Inestabilitat en barres	34
4.2.4 Deformacions	35
4.2.5 Espècie de fusta	35
4.3 ACCIONS	37
4.3.1 Accions permanents	37
4.3.2 Accions variables	38
4.3.3 Accions accidentals	43
4.3 HIPÒTESIS I COMBINACIONS	44
4.4 ESTATS LÍMIT ÚLTIMS	46
4.5 RESISTÈNCIES DE CàLCUL	46
4.6 ESTUDI DE LES UNIONS	48
4.6.1 Encaix de mitjàmossa amb caixa	49
4.6.2 Encaix de barbeta passant	52

4.6.3	<i>Encaix de caixa i metxa a compressió</i>	55
4.6.4	<i>Encaix de caixa i metxa a tracció</i>	58
4.6.5	<i>Encaix doble de barbeta i rebaix</i>	59
4.6.6	<i>Empalmament de llengüeta amb cudornella</i>	62
5	CONCLUSIONS	65
5.1	RELATIVES A L'EDIFICI	65
5.2	RELATIVES A LES UNIONS	65
6	BIBLIOGRAFIA	67
	ÍNDEX DE FIGURES I TAULES	71
	AGRAÏMENTS	75
	ANNEXOS	77
	ANNEX A. ESTATS LÍMITS ÚLTIMS	77
	ANNEX B. CÀLCUL COMPLEMENTARI	81
	ANNEX C. IMATGES DE MODELITZAT DE L'EDIFICI	85
	ANNEX D. ALTRES UNIONS DEL CAMPANAR	89
	ANNEX E. PLÀNOLS	91

1 Introducció

1.1 Antecedents

La fusta és un dels primers materials que s'han utilitzat en la construcció. Les formes de construir amb fusta han anat variant i evolucionant al llarg del temps lligades als sistemes d'unió que s'utilitzaven.

Amb l'aparició de nous materials com l'acer i el formigó amb unes capacitats mecàniques superiors, la fusta ha anat quedant en segon pla, encara que en els últims anys s'està reactivant el seu ús degut a la preocupació creixent per l'esgotament de recursos, l'impacte ambiental que generen els materials no naturals i la salut i benestar en l'habitatge, que es relaciona directament amb els materials que componen l'edifici.

Gràcies a la voluntat de construir amb fusta novament s'ha avançat en la fabricació de productes de fusta i en els sistemes d'unió. Els nous sistemes informàtics que permeten el mecanitzat de forma digital han permès el disseny i producció d'unions fusteres, realitzades amb gran precisió i podent abaratir costos, fet que ha contribuït a incrementar el seu ús després que cap al segle XX haguessin sigut desplaçades per les unions mecàniques a causa de la dificultat de producció que suposava la falta de mà d'obra especialitzada.

Les unions tenen un cost elevat, arribant fins al 20-25% del cost general de la construcció (Argüelles, [3]), i són el punt dèbil de l'estructura. És per això que s'ha de prestar atenció en el disseny i el càlcul.

1.2 Objectius

L'interès d'aquest treball final de grau surt després de cursar totes les assignatures del grau i veure que pràcticament tots els coneixements adquirits estan al voltant de l'acer i el formigó. Encara que entenc que són els materials més utilitzats actualment, he trobat a faltar formació en altres materials, com per exemple la fusta. A partir d'aquí va sorgir la idea de realitzar un treball en l'àmbit d'estructures però que s'allunyés dels materials convencionals i amb el que pogués conèixer un material desconegut per mi.

Després d'entendre la importància que tenen les unions en una estructura i davant la poca profunditat amb el que el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE) parla sobre les unions tradicionals, l'objectiu general del projecte és conèixer i difondre la metodologia que se segueix per a dur a terme el càlcul d'una unió.

Per a realitzar el treball s'ha seguit un estudi de la normativa al voltant del càlcul d'estructures, amb el document bàsic del Codi Tècnic d'Edificació de Seguretat Estructural (CTE DB SE) i Seguretat Estructural-Accions (CTE DB SE-A), i en l'àmbit de la fusta, el document bàsic de Seguretat Estructural-Fusta (CTE DB SE-M). També s'han consultat diferents publicacions de l'Asociación de Investigación de las Industrias de la Madera (AITIM). El càlcul de l'edifici s'ha dut a terme mitjançant el programa informàtic CYPE, que està adaptada a la normativa del Codi Tècnic de l'Edificació.

2 La fusta

2.1 Anatomia

La fusta és un material orgànic amb una estructura cel·lular que té com a funció conduir la sàvia, emmagatzemar les substàncies nutritives i sostenir l'arbre mateix. Té una estructura heterogènia i es considera un material anisòtrop, és a dir, que el comportament en front a les propietats físiques o mecàniques canvia segons la direcció amb la que s'examini.

En la fusta, es defineixen les propietats segons l'orientació de les fibres, que permeten definir tres direccions principals (Figura 2.1):

- Axial: segons l'eix de creixement de l'arbre
- Radial: perpendicular a la direcció axial i tallant a l'eix de l'arbre
- Tangencial: normal a la direcció axial i a la direcció radial

El comportament estructural en aquestes direccions té una relació directa amb el comportament de l'arbre durant la seva vida, que ha de suportar les càrregues exteriors, majoritàriament originades per l'acció del vent i la càrrega de neu que actua amb una excentricitat i que causa tensions axials de tracció i de compressió causades per la flexió.

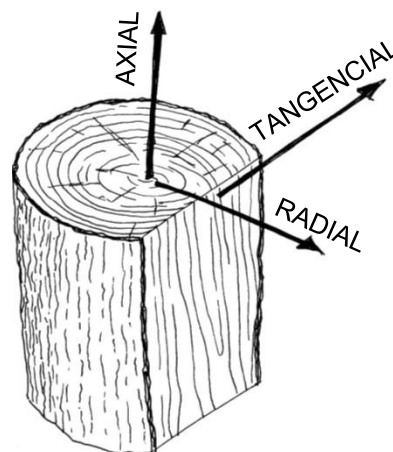


Figura 2.1. Direccions principals de la fusta. (Elaboració pròpia)

2.2 Propietats físiques

2.2.1 Humitat

El contingut d'humitat de la fusta es defineix com la quantitat d'aigua que conté expressada en percentatge del seu pes sec. La fusta acabada de tallar conté entre un 50 i 110% d'aigua mentre que després del seu assecat es redueix al voltant del 16-18% (Argüelles, [1]).

En ser un material higroscòpic tendeix a regular la seva humitat segons les condicions de l'ambient (la humitat relativa i la temperatura de l'aire) fins a trobar un equilibri amb l'entorn.

La variació del contingut d'humitat produeix una variació en les dimensions de la fusta, quan absorbeix més humitat augmenta i quan es redueix el contingut d'humitat es contrau. Aquestes variacions dimensionals depenen de les tres direccions principals, produint-se la major variació en la direcció tangencial. Les variacions que es produeixen en la direcció radial són equivalent a la meitat de les variacions de la direcció tangencial mentre que a la direcció longitudinal són molt reduïdes.

2.2.2 Densitat

La densitat varia amb el contingut d'humitat que tingui la fusta, per tant, s'ha de referir a un contingut d'humitat de referència, que generalment és el 12%, corresponent a un ambient de 20°C i 65% d'humitat relativa de l'aire.

La densitat depèn de l'espècie de fusta. Les coníferes tenen una densitat mitjana entre 400-550 kg/m³ i les frondoses entre 600-700 kg/m³. Les fustes més pesades poden arribar als 1200 kg/m³ (Argüelles, [1]).

Si es compara amb altres materials de construcció, té una baixa densitat en relació amb la seva resistència i el mòdul d'elasticitat.

2.3 Propietats mecàniques

2.3.1 Capacitats resistents

Degut a l'estructura anisòtropa es consideren diferents propietats mecàniques en la direcció paral·lela (direcció axial) i perpendicular (direccions radial i tangencial) a la fibra. Les resistències i el mòdul d'elasticitat en la direcció paral·lela a la fibra són més elevats que la direcció perpendicular.

A continuació s'enumeren les resistències segons els tipus de sol·licitacions diferents (Argüelles, [1]).

- *Tracció i compressió paral·lela a la fibra*

Tant la tracció (Figura 2.2) com la compressió (Figura 2.3) són elevades si són en la direcció paral·lela a les fibres. En la tracció, té una influència important la presència de nusos, que fan minvar la resistència. La relació entre la tensió i la deformació és pràcticament lineal fins a la ruptura.

El càlcul dels elements comprimits també inclou la comprovació de la inestabilitat de la peça, el vinclament, en el que influeix el mòdul d'elasticitat. Un valor baix disminueix la resistència de peces esveltes sotmeses a compressió.

Els valors característics per a tracció estan entre els 8-18 N/mm² i per a compressió entre 16-23 N/mm².

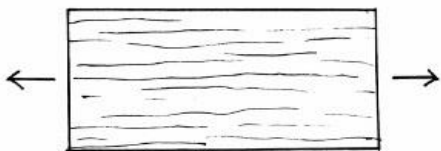


Figura 2.2. Peça sotmesa a tracció paral·lela a la fibra. (Elaboració pròpia)

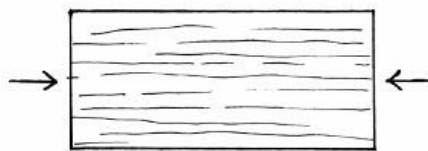


Figura 2.3. Peça sotmesa a compressió paral·lela a la fibra. (Elaboració pròpia)

- *Tracció i compressió perpendicular a la fibra*

Les resistències en la direcció perpendicular a les fibres (Figura 2.4, Figura 2.5) varien molt respecte la direcció paral·lela. La resistència a la tracció perpendicular a la fibra és de 20 a 50 vegades menys que en la direcció paral·lela degut a les poques fibres que té la fusta en

aquesta direcció i la resistència a compressió perpendicular a la fibra és aproximadament 8 vegades menys que la que hi ha en direcció paral·lela.

Els valors característics es troben entre 0.4-0.6 N/mm² per a la resistència a tracció perpendicular i entre 2-2.7 N/mm² per a la compressió perpendicular.

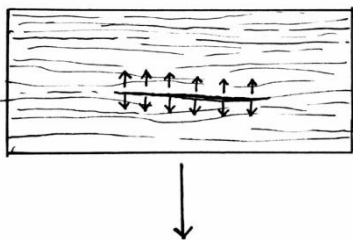


Figura 2.4. Peça sotmesa a tracció perpendicular a la fibra. (Elaboració pròpia)

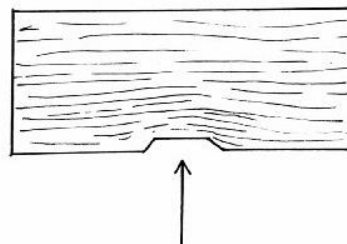


Figura 2.5. Peça sotmesa a compressió perpendicular a la fibra. (Elaboració pròpia)

- *Flexió*

Els valors de resistència a flexió (Figura 2.6) són molt elevats si es comparen amb la densitat, en relació a altres materials. Els valors característics varien entre 16-30 N/mm² en coníferes i arriben fins a 40 N/mm² en frondoses.



Figura 2.6. Peça sotmesa a flexió. (Elaboració pròpia)

- *Tallant*

L'esforç tallant origina tensions tangencials que actuen sobre les fibres de fusta. Es poden descriure els següents tipus de tensió tangencial en funció de la seva direcció respecte la direcció de les fibres.

- Tensions tangencials de cisallament (Figura 2.7): les fibres són tallades transversalment per la tensió i la fallada es produeix per aixafament.
- Tensions tangencials de lliscament (Figura 2.8): la tensió actua longitudinalment a les fibres i la fallada es produeix per lliscament entre les fibres en la seva direcció.
- Tensions tangencials de rodament (Figura 2.9): la tensió actua transversalment a les fibres i la fallada es produeix per rodament que causa el lliscament entre fibres en direcció perpendicular a aquestes.

Generalment, es considera la resistència a tallant per lliscament perquè és menor a la resistència de tallant per cisallament. Les tensions tangencials per rodament es produeixen només en casos molt concrets.

Els valors de resistència característics habituals són d'entre 3-4 N/mm².

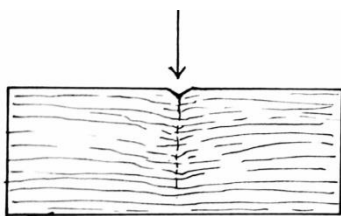


Figura 2.7. Tensió tangencial de cisallament. (Elaboració pròpia)

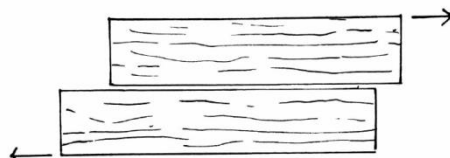


Figura 2.8. Tensió tangencial de lliscament. (Elaboració pròpia)

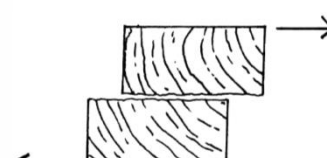


Figura 2.9. Tensió tangencial de rodament. (Elaboració pròpia)

2.3.2 Factors que influeixen en les propietats mecàniques

Les propietats mecàniques poden veure's afectades per diferents factors com són el contingut d'humitat, la duració de la càrrega i la qualitat de la fusta. El CTE DB SE-M defineix uns coeficients per tenir en compte aquests factors en el càlcul estructural.

- *Contingut d'humitat*

Si augmenta el contingut d'humitat disminueix la resistència i el mòdul d'elasticitat. Quan el contingut d'humitat sobrepassa el punt de saturació de les fibres, l'aigua passa a omplir les cavitats de les fibres i en aquest punt no ja afecta les propietats mecàniques.

La variació d'humitat influeix de forma diferent a les diverses propietats mecàniques. Per una fusta lliure de defectes i per una variació del contingut d'humitat en un 1% pot variar la resistència a la compressió un 5%, tant en el sentit paral·lel de les fibres com en el sentit perpendicular. La resistència a tracció pot variar al voltant de 2-2.5%, la resistència a flexió un 4% i al tallant un 3% (Argüelles, [1]).

Les propietats de la fusta es determinen amb unes condicions ambientals concretes en què el contingut d'humitat és de 12%. Per a les situacions on varia el contingut d'humitat s'han de fer correccions en les seves característiques, per al que el CTE DB SE-M defineix tres classes de servei segons on estigui ubicat un element estructural i, per tant, a quina humitat està exposat.

- Classe de servei 1. Es caracteritza per un contingut d'humitat a la fusta corresponent a una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ i una humitat relativa que només excedeixi de 65% poques setmanes a l'any.

La humitat mitjana en la majoria de fustes de coníferes no excedeix del 12%. En aquesta classe es troben les estructures exposades a un ambient interior.

- Classe de servei 2. Es caracteritza per un contingut d'humitat a la fusta corresponent a una temperatura de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ i una humitat relativa que només excedeixi de 85% poques setmanes a l'any.

La humitat mitjana en la majoria de fustes de coníferes no excedeix del 20%. En aquesta classe es troben les estructures cobertes i protegides de l'aigua directa però obertes i exposades a un ambient exterior. També estan dins d'aquesta classe les piscines cobertes.

- Classe de servei 3. Les condicions ambientals condueixen a un contingut d'humitat superior al de la classe de servei 2.

La humitat mitjana en la majoria de fustes de coníferes excedeix del 20%. En aquesta classe es troben les estructures de fusta exposades a un ambient exterior sense cobrir.

- *Duració de la càrrega*

La resistència de la fusta depèn també del temps en què està sotmesa a una càrrega. Les càrregues de duració permanent suposen una reducció d'un 60% de la resistència en relació amb les càrregues de curta duració.

El CTE DB SE-M classifica les accions segons la duració de la càrrega:

- Permanent. Són accions amb una duració de més de 10 anys. Corresponen al pes propi.
 - Llarga. Són accions amb una duració d'entre 6 mesos i 10 anys. Corresponen a estintolaments o estructures provisionals no itinerants.
 - Mitjana. Són accions amb una duració d'una setmana a 6 mesos. Són la sobrecàrrega d'us i la sobrecàrrega de neu únicament per localitats de menys de 1000m d'alçada.
 - Curta. Són accions que duren menys d'una setmana. Corresponen a la sobrecàrrega de vent i la sobrecàrrega de neu per a localitats de més de 1000m d'alçada.
 - Instantània. Són accions que duren alguns segons. Es correspon al sisme.
- *Qualitat de la fusta*

El factor que té més importància és la qualitat de la fusta. Al ser un material orgànic, cap peça és igual i presenta singularitats. En les normes UNE 56544 "Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de coníferas" i UNE 56546 "Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural. Madera de frondosas" s'estableixen diferents qualitats i es defineixen els defectes. Els defectes principals (Figura 2.10) són:

1. Nus: és una part de la fusta més dura i trencadissa, coincideix amb la unió d'una branca.
2. Desviació de la fibra: es mesura per l'angle entre la direcció de la fibra i l'eix de la peça. Pot ser una desviació general o una desviació local si afecta només una zona reduïda, aquesta última és deguda a la presència de nusos.
3. Clivella: són fissures longitudinals que tallen radialment els anells i es produeixen en el procés d'assecat.
4. Cullerot: són fissures longitudinals que es produeixen per la poca cohesió de les fibres seguint els anells de creixement.
5. Sema: és la falta de fusta que es pot presentar en les arestes d'una peça.

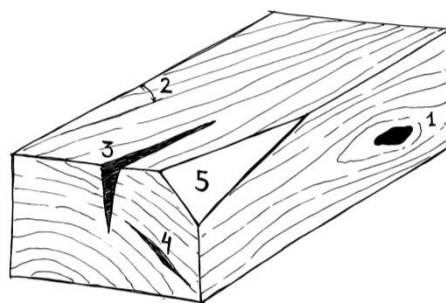


Figura 2.10. Defectes de la fusta.
(Elaboració pròpia)

La qualitat de la fusta es determina pels defectes que tingui i pel tipus de fusta que sigui. Es considera al càlcul a través d'una classificació per classes resistents.

2.4 Tipus de fusta. Classes resistents

Generalment, es classifica segons l'espècie i qualitat de la fusta. Degut a que existeixen una gran varietat de fustes, s'agrupen fustes que tinguin propietats similars.

Per a fusta massissa es distingeixen dos grups, la fusta de conífera i la fusta de planifoli. Dins les coníferes es troben els diferents tipus de pins, avets, xiprers, entre d'altres, mentre que les espècies de planifolis més comunes són els roures, faigs i alzines.

Les coníferes (Argüelles, [1]) tenen les fibres d'una longitud entre 2 i 5 mm que van creixent cada cicle anual formant els anells de creixement, produint una fusta de primavera i una fusta d'estiu, aquesta última més gruixuda i densa que l'anterior.

La fusta de planifoli té una estructura més complexa (Argüelles, [1]). Les fibres tenen una longitud al voltant de 1 mm i les diferències entre les fibres de la fusta d'estiu i de primavera són menys importants que en les coníferes, és per això, que la densitat de la fusta de planifoli augmenta amb l'increment d'amplada dels anells de creixement, a diferència del que ocorre amb la fusta de conífera.

En la classificació estructural de productes de fusta massissa, les coníferes es representen amb una *C* seguida del valor de resistència característica a flexió en N/mm^2 . La fusta de frondoses es denomina amb una *D* i seguida també del valor de resistència a flexió.

Per a fusta laminada, la denominació és amb *GL* seguida de la resistència a flexió i, segons si és homogènia o combinada, segueix amb *h* o *c*, respectivament. L'assignació de la classe resistent es pot obtenir per d'assajos o a partir de les propietats de classes resistents de coníferes mitjançant les fórmules descrites a l'Annex D.3 del CTE SE-M.

3 Les unions

3.1 Evolució de la fusta i les unions

La fusta ha sigut un material molt important al llarg de la història que ha anat canviant el seu paper en funció dels avenços tecnològics de l'època. Ha tingut usos molt diversos, primerament com a combustible però també per a fabricar eines, mitjans de transport, entre altres. En l'àmbit de la construcció va permetre crear espais per refugiar-se de l'exterior amb una estructura prou sòlida. Ha estat el material per excel·lència del elements de fusteria i mobiliari i ja més recentment per a paviments, com el parquet.

L'evolució dels sistemes constructius amb fusta ha anat lligat al desenvolupament dels sistemes d'unió i sobretot a la millora de les eines per treballar la fusta.

Les primeres construccions de les que es té constància apareixen durant el Neolític, al voltant del 4000 aC, a les comunitats de Hemudu, a la Xina. En aquestes construccions era habitual que l'estructura de fusta suportés les càrregues mentre que els murs eren únicament de tancament. Primerament s'utilitzaven cordes com a mètode per unir els elements de fusta, que va ser substituït al final de l'època neolítica per les unions de traui i metxa.

A l'occident (García, [6]), els primers habitatges temporals o nòmades tenen una forma de construcció similar entre ells; en general consistia en la formació de l'espai amb la fusta disponible, es travava l'estructura amb els mateixos elements que la formaven i es podien aferrar amb cordes o similars. Després es cobria l'estructura per protegir-se de l'exterior, en el cas de comunitats de pigmeus bambutis a l'Àfrica (Figura 3.1), la cabanya es formava amb branques trenades que es solien cobrir amb un entramat vegetal mentre que en climes més freds es cobria amb pells d'animals, com per exemple els tupiq (Figura 3.2), les tendes dels inuits, cobertes amb pells de foca o els tipi (Figura 3.3), les tendes dels indis americans, amb pells de búfals.



Figura 3.1. Cabanyes bambutis.
(IoNA, [23])



Figura 3.2. Tupiq. (IoNA, [24])



Figura 3.3. Tipi. (IoNA, [25])

A Amèrica del Nord, es troben construccions fetes pel poble navajo, anomenades Hogan, que consisteixen en murs formats per petits troncs o branques, agafats amb terra humida que un cop endurida uneix el conjunt de l'estructura.

En l'arquitectura persa es van trobar palaus on les bigues, recolzades sobre les columnes, estaven formades per varis taulells recolzats un sobre l'altre i encolats entre sí.

Durant l'Era neolítica, es tenia la capacitat de treballar la fusta per a fer seccions rectangulars i això els va permetre produir unions en forma de forca. Fins aquest moment,

s'havien utilitzat sistemes similars aprofitant la forma natural de forca que tenen les branques o també les arrels, com és el cas dels palaus cretencs, formats per columnes de pedra, possiblement basades en antigues estructures de fusta compostes per bigues i columnes amb troncs, que eren tallats per la part superior en forma de punta per poder-los encastar al terra i s'utilitzava la part de les arrels per encaixar-hi les bigues.

Amb l'Edat de Bronze i l'evolució de les eines va permetre la talla d'arbres de grans dimensions i va aparèixer la construcció amb troncs a Europa i, així també, la unió entre aquests (AITIM, [21]), que primer va consistir en un tall en forma de V i posteriorment en un rebaix en forma semicircular en la part superior del tronc, per tal de rebre el següent tronc. Més endavant, aquesta construcció va anar evolucionant fins a utilitzar-se finalment seccions rectangulars (Figura 3.4).

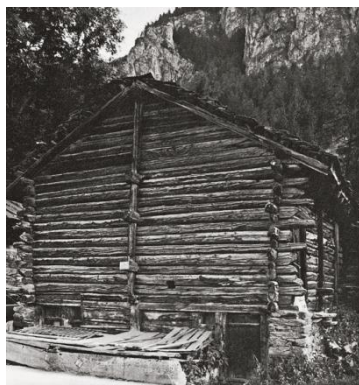


Figura 3.4. Construcció amb troncs a Suïssa. (Zwerger, [20])

Durant l'Antic Egipte, encara que no va ser molt estesa, es va fer servir la fusta per a les bigues i pel sostre, principalment (Garcia, [6]). La fusta a la zona era molt escassa i la que s'utilitzava era, en general, de mala qualitat, per això es va desenvolupar un sistema de matxembrat i encaixos que pogués resoldre el problema de deformacions que patien els materials.

En la construcció etrusca i romana (García, [7]), la fusta va desenvolupar un paper important i es va utilitzar principalment per formar les cobertes (Figura 3.4). En el cas d'edificis d'habitatges era habitual trobar cobertes a una aigua formades per bigues, on es recolzava un taulell i teules ceràmiques i, en el cas de temples, es va estendre l'ús les encavallades en l'Imperi Romà.

L'arquitectura japonesa (Graubner, [12]) presenta una gran varietat d'unions que van ser introduïdes per la Xina i Corea provinent de l'arquitectura religiosa budista. Els mètodes d'unió van anar lligats amb el desenvolupament de les tècniques de construcció i la gran quantitat de formes adoptades varien segons l'època en que es van desenvolupar. Va ser a l'Edat Mitjana (segles XI-XII) quan es va veure un avanç en els mètodes d'unió i durant el període Edo (1603-1867) existien un centenar d'unions diferents als edificis de culte com els santuaris o els temples. Per contra, els habitatges comuns tenien una tipologia més senzilla i presentaven una varietat d'unions molt menor.

Durant l'Edat Mitjana (García, [7]) es va fer més comú el sistema amb cavalls (sistema de pares) ja que les unions són més senzilles en tractar-se d'unions a compressió i va deixar en segon terme les encavallades amb corretges, amb unions a compressió i tracció. Al

Renaixement es van recuperar les encavallades per a la construcció civil i comencen a aparèixer estudis sobre la utilització dels elements metàl·lics en les unions (García, [10]).

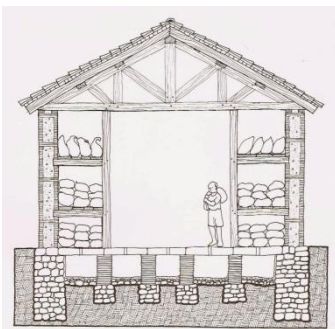


Figura 3.5. Magatzem de gra a Augusta Verbonia, Antiga Roma. (Navarrete, [25])

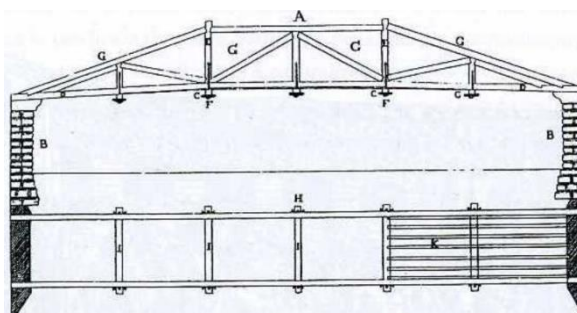


Figura 3.6. Pont de Cismó. (García, [10])

A l'Europa de l'Edat Moderna no hi va haver canvis significatius en la construcció amb fusta i minva l'ús de la fusta en cobertes per a grans edificis o de certa importància.

A Amèrica, amb la incorporació de la indústria es poden obtenir planxes i taulells i és al principi del segle XIX que els claus es fabriquen en sèrie i s'abandona progressivament l'ús de les unions tradicionals (García, [9]).

A finals del segle XIX van aparèixer coles i resines sintètiques i més endavant es començarien a utilitzar termoenduridors.

Quan la serra elèctrica va reemplaçar la serra manual es van poder aconseguir espessors de fins a 1mm i l'any 1901 apareixen per primer cop les bigues de fusta laminada, patentades per Friedrich Otto Hetzer, que s'obtenia a partir d'encolar les làmines i premsar-les fins a endurir l'adhesiu, i és amb l'exposició mundial de Brussel·les, el 1910, que s'estén el seu ús.

Les unions on s'utilitzava únicament fusta van anar perdent importància i així, els encaixos amb tacs de fusta es van anar substituint a començaments del segle XX per connectors d'acer en forma de U o V primerament, i en forma d'anell més endavant (Figura 3.7), que s'inserten de la mateixa manera que els tacs però el rebaix realitzat a la peça de fusta era menor i la resistència a tracció de l'element era superior (Argüelles, [3]). Entre el 1920 i el 1930, es va desenvolupar aquest sistema realitzant-se diferents tipus de claus.



Figura 3.7. Connectors d'anell. (Argüelles, [3])

Cap a l'any 1925 es van començar a realitzar assajos de capacitat de càrrega dels claus on es va veure la resistència i rigidesa que podien aconseguir. Durant la segona guerra mundial

es va utilitzar en gran mesura per a fabricar encavallades i bigues en gelosia, i degut a les limitacions per a construir amb acer, es va experimentar un increment de la construcció amb fusta i amb això, un gran avanç en els tipus d'adhesius.

A mitjans del segle XX es va idear un sistema que donaria peu a les unions amb clavilla, i més endavant, amb la idea de reforçar la unió, a més d'unir fusta amb fusta, es disposava d'una placa metàl·lica en la zona on es produeix la unió.

En els últims anys, s'ha posat més èmfasi en la protecció de les estructures enfront al foc i ha tingut especial pes en les unions mecàniques on els elements d'unió metàl·lics són col·locats a l'interior de la fusta per protegir-se del foc. En gran part també és degut als canvis estètics, actualment es tendeix a amagar les peces metàl·liques en contraposició amb el segle passat on les grans ferradures destacaven per sobre de la fusta.

L'aparició de les fresadores de control numèric (CNC) per la meitat del segle XX ha suposat un canvi en la producció d'elements de fusta. Aquestes màquines permeten un mecanitzat de forma autònoma que és programat prèviament amb sistemes vectorials. Amb el CNC es poden realitzar unions molt ràpidament i de manera molt precisa, podent recuperar la fabricació d'unions tradicionals. En aquest sentit, s'han derivat diferents estudis que contemplen l'ús d'aquest tipus de fresadores i on s'estudien les capacitats de les noves unions. El principal canvi que es produeix amb les unions realitzades per CNC és que el procés de fresat consisteix en l'arrencada d'encenalls mitjançant el moviment giratori de la fresa sobre la superfície de la peça (Soriano, [15]). Aquest fet té influència en la forma de la peça resultant, ja que no pot realitzar angles rectes, per tant, s'ha d'adaptar la geometria de les unions que es volen realitzar amb aquest sistema, fent les cantonades arrodonides (Figura 3.8).



Figura 3.8. Biguetes amb encaix de cudornella realitzada amb CNC (Argüelles, [3])

3.2 Sistemes d'unions

Les unions són els punts de transmissió dels esforços entre els diferents elements de l'estructura i són sovint els punts dèbils, on es poden produir ruptura o deformacions degut a la presència de clivelles, rebaixos o forats inclosos en el disseny de la unió i al contacte amb un material amb diferents propietats, com pot ser l'acer.

El cost de les unions incloent el disseny, fabricació i muntatge pot arribar a suposar un 20% respecte la resta de l'estructura (Argüelles, [3]). Per això esdevé una part important en el disseny que convé tenir en compte.

A continuació es presenten les unions principals i s'expliquen breument les seves característiques, agrupades segons el material que s'utilitza per unir les diferents peces.

3.2.1 Unions metàl·liques

Són les unions que més s'utilitzen actualment. S'utilitzen elements metàl·lics per transmetre els esforços i millorar el seu rendiment. Els més comuns són els claus, perns, tirafons o connectors. Segons la forma de transmetre els esforços hi ha dos tipus: unions tipus clavilla i unions de superfície. A continuació es descriuen les característiques principals per a les diferents tipologies (Argüelles, [2], [3]):

- *Unions amb elements de fixació tipus clavilla*

La clavilla és un tipus d'element mecànic de fixació que fa referència a les unions amb claus, grapes, cargols, perns, tirafons i passadors.

Els esforços es transmeten a través de tensions d'aixafament sobre la fusta en contacte amb la clavilla. Tot tipus de clavilla poden resistir esforços de tallant i els tirafons, claus perfilats i perns també poden resistir esforços axials.

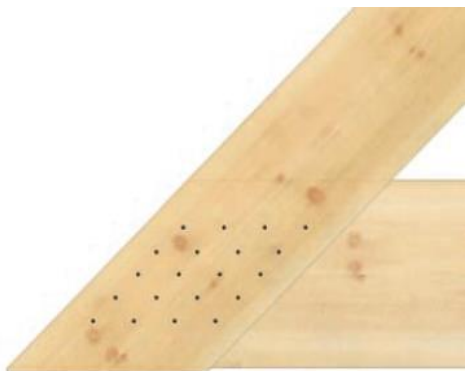


Figura 3.9. Unió realitzada amb claus (Argüelles, [3])



Figura 3.10. Unió realitzada amb passadors (Argüelles, [3])



Figura 3.11. Unió realitzada amb tirafons de doble rosca (Argüelles, [3])

- *Unions amb connectors*

Els connectors són elements de fixació mecànic amb forma de plaques o anells i que es ferma mitjançant un pern que pot tenir funció resistent o per fiançar les peces. Dins aquest grup es troben els connectors d'anell, placa, dentats i placa clau.

Els esforços es transmeten a través d'una superfície major i això fa que tinguin la capacitat de transmetre càrregues superiors a les unions amb elements de tipus clavilla.

Els connectors d'anell s'utilitzen per unions de fusta-fusta i els de placa poden ser per unions de fusta-fusta o fusta-acer, en aquests dos tipus es transmet la càrrega d'una peça a l'altra a través de tensions d'aixafament entre el connector i la fusta i la càrrega es transmet a la resta de la peça a través de tensions tangencials que es generen al voltant de l'anell sense que el pern arribi a treballar. En els connectors dentats la càrrega es transmet per aixafament de la fusta per l'acció de les dents del connector i del fust del pern.

Les plaques clau són connectors als que han realitzat puntes en direcció perpendicular i que es fixen a les peces de fusta per la part exterior.

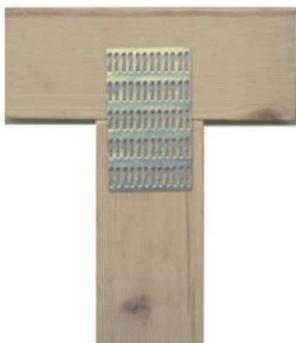


Figura 3.12. Unió realitzada amb placa clau (Argüelles, [3])



Figura 3.13. Unió realitzada amb placa (Argüelles, [3])



Figura 3.14. Connector dentat (Argüelles, [3])

3.2.2 Unions encolades

Els esforços es transmeten pels adhesius que uneixen les peces. Són exemples les làmines de fusta laminada encolada o enllaços rígids per barres encolades.

Les unions mitjançant resines són més rígides que les unions clavades o amb pernès però tenen més dificultat tècnica per a realitzar el muntatge, que es realitza amb empalmaments dentats i encolats amb un control estricte de les condicions de temperatura i humitat, de dosificació i aplicació de l'adhesiu i la pressió en l'encolat. Malgrat el procés de fabricació és més complex i es necessiten empreses molt especialitzades per dur a terme l'execució, és un procés més controlat i que permet la prefabricació de les unions.

Degut a la inexistència d'elements metàl·lics les unions encolades presenten un millor comportament al foc que les unions metàl·liques.

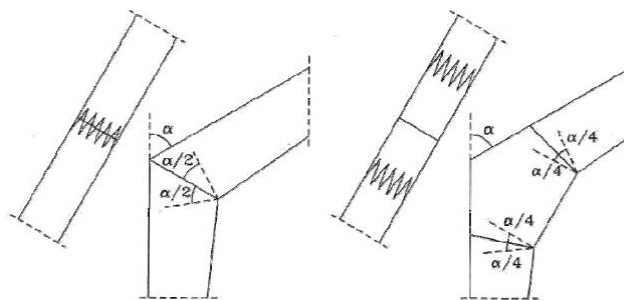


Figura 3.15. Unions rígides encolades (Bosch, [4])

3.2.3 Unions tradicionals

En les unions tradicionals o fusteres els esforços es transmeten d'una peça a l'altra a través de la mateixa fusta, mecanitzada de forma que impedeixi el lliscament o el moviment en una o més direccions. En principi, aquestes unions no requereixen un material auxiliar encara que es pot donar el cas d'utilitzar elements metàl·lics per impedir el moviment de la unió però no per ajudar a transmetre els esforços entre peces.

De la mateixa manera que en les unions encolades, el comportament al foc de les unions fusteres millora ja que no disposen d'elements metàl·lics. Tot i això, s'ha de tenir en compte que les unions fusteres es basen en les reduccions de seccions per a encaixar-se i són aquestes reduccions que poden allunyar la secció útil de la secció necessària per a complir la resistència al foc requerida.

3.3 Tipus d'unions tradicionals

En general per a tot tipus d'unions, es poden classificar segons l'angle amb el que es troben les dues o més peces que participen a la unió: encaixos, empalmaments o acoblaments. Per a cada tipus, es descriuen les unions tradicionals més comunes (Cassinello, [5]).

3.3.1 Encaixos

Els encaixos són les unions entre dues o més peces de fusta que es troben formant angle. Aquestes són les unions més habituals i que tenen més usos. Hi ha una gran varietat d'encaixos diferents però la majoria tenen són variacions i combinacions d'altres encaixos. A continuació es descriuen els més comuns.

- *Caixa*

El rebaix d'una peça s'encaixa amb el rebaix de l'altra peça de manera que una de les peces queda encastada amb l'altra.

Una variació és l'encaix a mitjamossa que es realitza amb les dues peces horitzontals i el principal esforç és de compressió sobre la part rebaixada. També s'ha de tenir en compte el tallant que es produeix als dos laterals del rebaix i, si es dóna el cas, dels esforços a flexió.

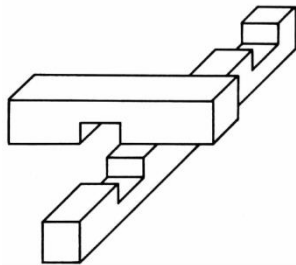


Figura 3.16. Encaix a mitjamossa (Graubner, [12])

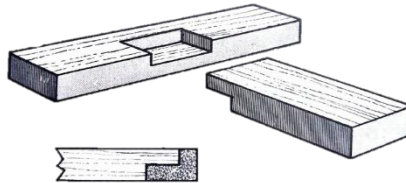


Figura 3.17. Encaix amb caixa a testa oculta (Cassinello, [5])

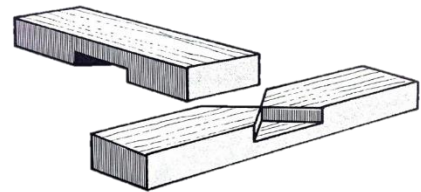


Figura 3.18. Encaix amb caixa en creu (Cassinello, [5])

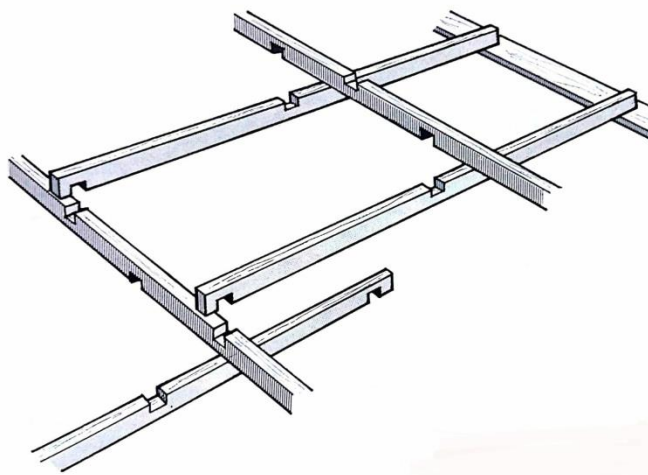


Figura 3.19. Estructura de coberta resolta amb encaixos a mitjamossa (Cassinello, [5])

- *Trau i metxa*

Es tracta d'un encaix on una de les peces té un rebaix, el trau, i l'extrem de l'altra peça s'encaixa a la primera amb la metxa. Aquest encaix pot tenir moltes variacions; la caixa pot ser cega o passant, pot tenir una o més metxes.

En els encaixos amb la metxa vertical recolzada sobre una peça horitzontal es transmeten els esforços per compressió de la peça vertical a la zona que envolta el trau. La metxa permet resistir els embats laterals.

Quan la metxa s'insereix horitzontalment o amb cert angle a una peça amb rebaix vertical es sol incorporar un travesser per millorar l'estabilitat de la unió. S'ha de tenir en compte que la perforació que realitza per inserir-hi el travesser estigui proporcionada amb la dimensió de la metxa i no debiliti la secció. Tanmateix, la metxa ha de tenir unes dimensions que permetin suportar els esforços a tallant.

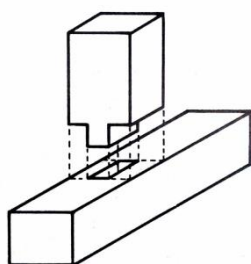


Figura 3.20. Encaix amb metxa vertical i caixa cega (Graubner, [12])

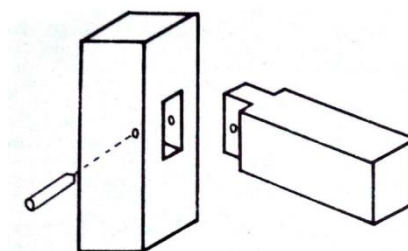


Figura 3.21. Encaix amb metxa horitzontal i caixa cega (Graubner, [12])

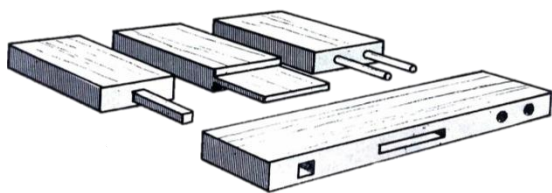


Figura 3.22. Diferents variacions de l'encaix de trau i metxa passant (Cassinello, [5])

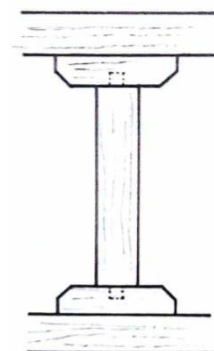


Figura 3.23. Peu dret realitzat amb l'encaix de trau i metxa (Cassinello, [5])

- *Forquilla*

És similar a l'encaix de trau i metxa però en aquest cas, el trau sempre és obert i la metxa ocupa la totalitat de la secció de manera que s'insereix a l'altra peça que adopta forma de forquilla. Pot ser un encaix en cantonada, on la metxa està a l'extrem de la peça, o pot ser una peça continua i tenir una metxa interior. L'altra peça pot tenir una o més forquilles.

Els esforços que reben els encaixos de forquilla són semblants als de trau i metxa, amb la diferència que aquí el trau és obert i, per tant, la peça encaixada té més llibertat de gir. També s'ha de tenir en compte que en una direcció la metxa té les mateixes dimensions que la peça i podrà resistir millor els esforços de tallant.

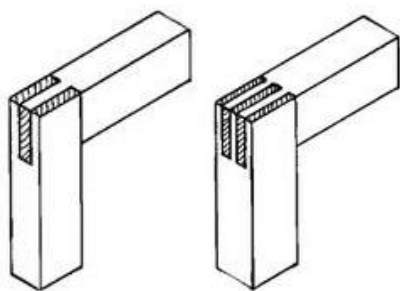


Figura 3.24. Encaix de forquilla simple i múltiple de cantonada (TERMCAT, [22])

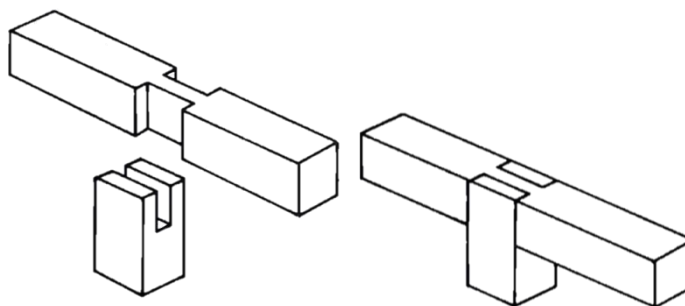


Figura 3.25. Encaix de forquilla simple passant (Graubner, [12])

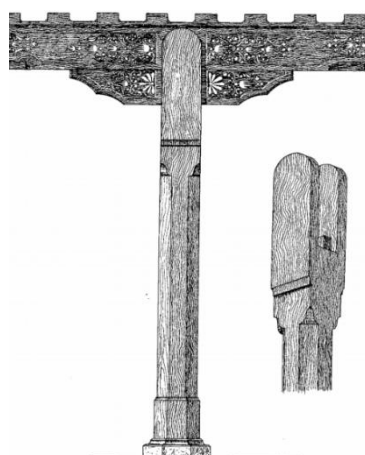


Figura 3.26. Encaix de forquilla en columna (Gerner, [11])

- *Cudornella*

En aquest encaix una de les peces té almenys un element trapezial que s'encasta al rebaix de l'altra. Pot tenir la cudornella cega o passada, en el primer grup l'encaix no travessa l'altra peça de manera que no es veu la testa de la primera peça mentre que si té la cudornella passada aquesta travessa l'altra peça, veient-se la testa. Segons com està realitzada aquesta unió, es pot entendre com un tipus d'encaix dels que s'han descrit anteriorment.

La particularitat d'aquest encaix és que caracteritza per ser capaç de resistir esforços de tracció, a diferència de la majoria dels que s'han comentat a aquest apartat. La part més dèbil és l'estrenyiment de la cua, que ha de resistir els esforços de tracció.

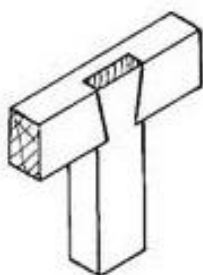


Figura 3.27. Encaix de caixa amb cudornella passada (TERMCAT, [22])

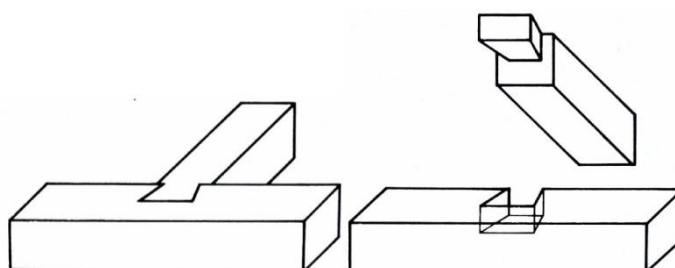


Figura 3.28. Encaix de caixa amb cudornella cega (Graubner, [12])

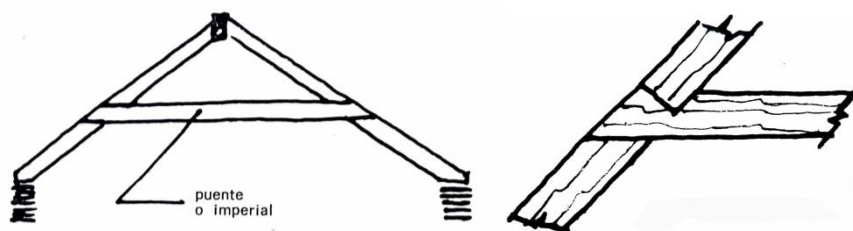


Figura 3.29. Encaix amb cudornella en encavallada (Cassinello, [5])

- *Barbeta*

Dins d'aquest grup es poden distingir diferents tipus, segons la relació entre les dues peces i la forma de transmetre els esforços.

La barbeta passant consisteix en un recolzament inclinat sobre un element horitzontal. És una unió molt simple que permet el gir i el desplaçament en el sentit horitzontal, és per això que té poca capacitat de transmetre els esforços.

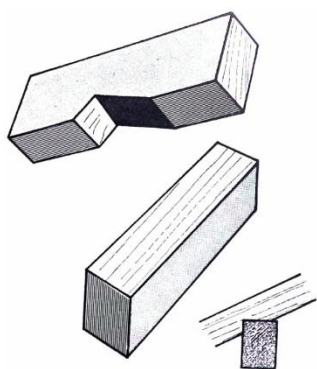


Figura 3.30. Encaix de barbeta passant (Cassinello, [5])

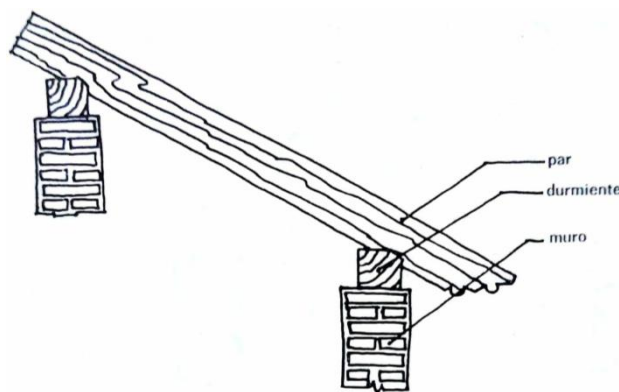


Figura 3.31. Encaix de barbeta passant en estructura de coberta (Cassinello, [5])

L'encaix de barbeta a topall és dóna en els elements inclinats que arriben a una biga i es recolzen a aquesta. El cavall o la biga inclinada pot arribar en la direcció de la biga horitzontal o en la direcció perpendicular i la biga pot estar rebaixada o no. En qualsevol cas, el rebaix realitzat a la testa del cavall és còncav.

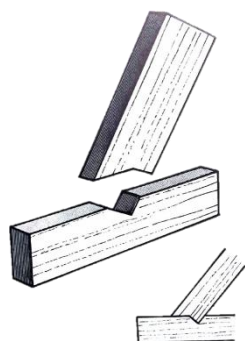


Figura 3.32. Encaix de barbeta a topall (Cassinello, [5])

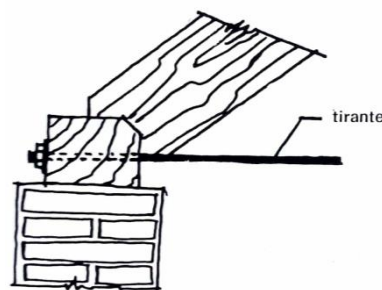


Figura 3.33. Encaix de barbeta a topall en estructura de coberta (Cassinello, [5])

L'encaix de caixa i barbeta és un dels més usats en el sud d'Europa ja que és una unió típica en encavallades, una de les estructures més utilitzades fins al moment. Es diferencia

de l'encaix de barbeta a topall perquè el tall realitzat a la testa del cavall és convex i, en aquest cas, el cavall arriba a la biga en la mateixa direcció.

Els encaixos més comuns són de barbeta simple i de barbeta doble.

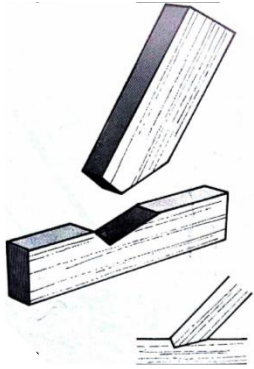


Figura 3.34. Encaix de caixa i barbeta simple (Cassinello, [5])

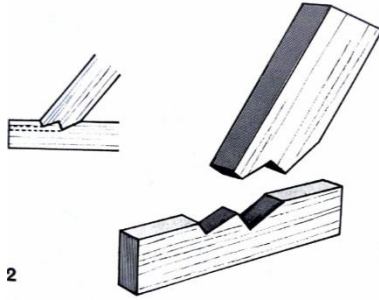


Figura 3.35 Encaix de caixa i barbeta doble (Cassinello, [5])

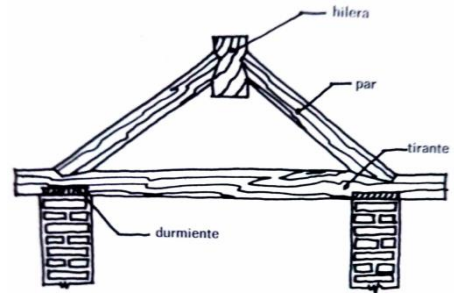


Figura 3.36 Encaix de caixa i barbeta simple en estructura de coberta (Cassinello, [5])

En tots els casos, la part més dèbil és el banyot que ha de tenir les dimensions suficients per absorbir els esforços de tallant i flexió produïts pel cavall.

3.3.2 Empalmaments

Un empalmament o emmetxat de cap és una unió de dues peces per les seves testes per aconseguir una longitud més gran.

- *Trau i metxa*

Una de les peces té una espiga o metxa que encaixa amb un forat realitzat a l'altra peça on es transmeten esforços de compressió.

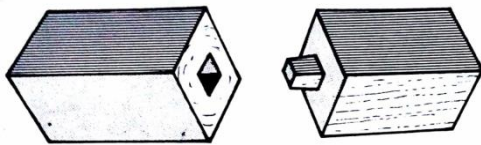


Figura 3.37 Empalmament de trau i metxa amb la metxa centrada (Cassinello, [5])

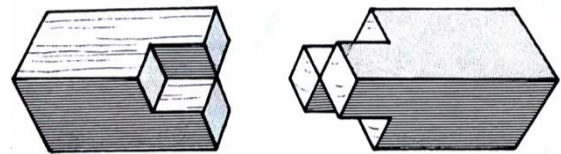


Figura 3.38 Empalmament de trau i metxa amb la metxa en creu (Cassinello, [5])

- *Forquilla*

És un empalmament a compressió que funciona de forma molt similar a l'empalmament de trau i metxa. Una de les peces amb rebaix encaixa amb la segona peça que té una o més forquilles.

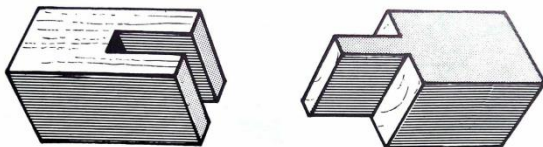


Figura 3.39 Empalmament de forquilla simple (Cassinello, [5])

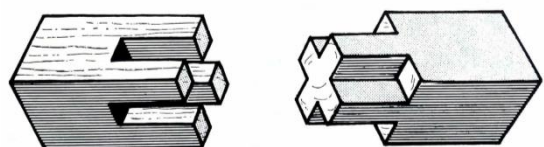


Figura 3.40 Empalmament de forquilla múltiple (Cassinello, [5])

- *Llengüeta*

És un altre tipus d'empalmament a compressió en que cada peça té una caixa allargada a la testa en forma de llengüeta. Pot tenir altres elements per fermar la unió i impedir moviments transversals.

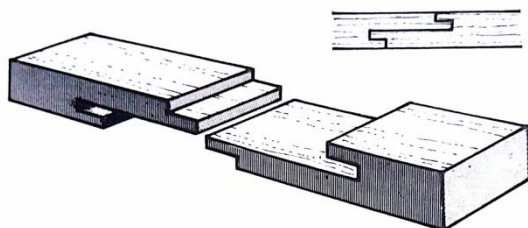


Figura 3.41 Empalmament de llengüeta amb metxa a la testa (Cassinello, [5])

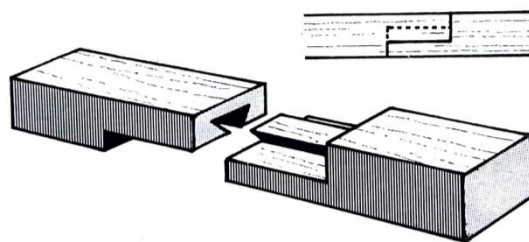


Figura 3.42 Empalmament de llengüeta amb cudornella (Cassinello, [5])

- *Cudornella*

Empalmament entre dues peces amb unió de cudornella que treballa a tracció. El més comú és la unió amb cudornella simple però també té diverses formes, com la doble cudornella, on cada peça té la part rebaixada en una meitat de la secció i la cudornella a l'altre meitat, encaixant-se entre sí.

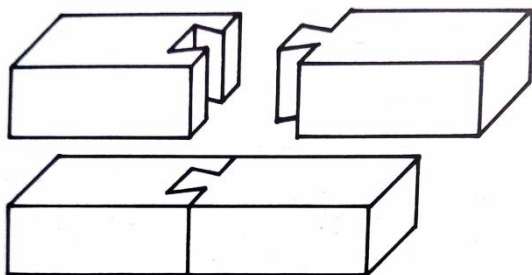


Figura 3.43 Empalmament amb cudornella simple (Cassinello, [5])

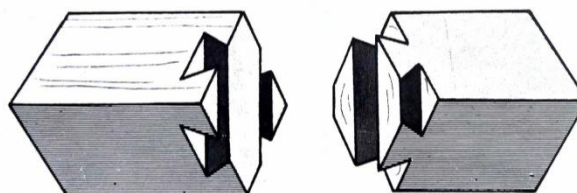


Figura 3.44 Empalmament amb cudornella doble i en diagonal (Cassinello, [5])

- *Junt de jou*

Empalmament més complex que l'anterior en que les peces estan tallades obliquament amb forma de raig, s'encaixen entre sí i queden travades per dues falques que es col·loquen transversalment. Permet traslladar esforços de compressió, tracció i flexió.

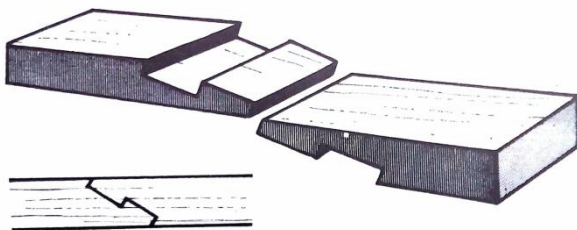


Figura 3.45 Empalmament amb junt de jou simple (Cassinello, [5])

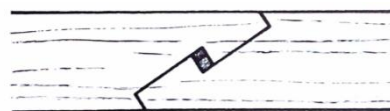


Figura 3.46 Empalmament amb junt de jou simple amb tacs (Cassinello, [5])

- *Clau*

És un empalmament a tracció que consisteix en un rebaix en cada peça com a llengüeta que augmenta la secció a l'extrem per a fer de trava. En les diferents variacions, pot ser simple o de doble clau, amb clau de cudornella i pot tenir claus o cunyes de fusta per facilitar el muntatge. Aquests elements auxiliars solen ser d'una fusta més resistent que la utilitzada per l'estructura.

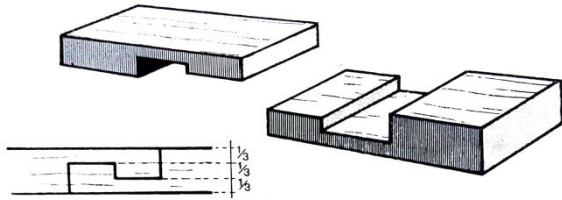


Figura 3.47 Empalmament amb clau simple (Cassinello, [5])

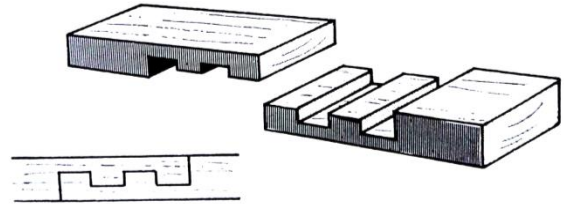


Figura 3.48 Empalmament amb clau múltiple (Cassinello, [5])

3.3.3 Acoblaments

És la unió de dues o més peces pel cantell. Es divideixen en dos grups segons el producte que resulta després de realitzar la unió.

- *Acoblaments per superposició*

S'utilitza aquest tipus d'acoblament quan es vol augmentar el cantell de la peça, normalment en bigues. La solució adoptada ha de poder suportar sol·licitacions a flexió i evitar el desplaçament en el pla de la junta. Els acoblaments més comuns són:

- Amb tacs: les dues peces tenen caixes de manera que al unir-se es traven amb tacs de fusta. Tenen millor comportament si els tacs són inclinats.

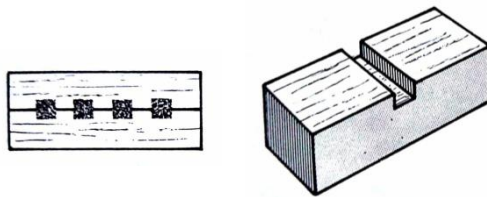


Figura 3.49 Acoblament amb tacs rectes (Cassinello, [5])

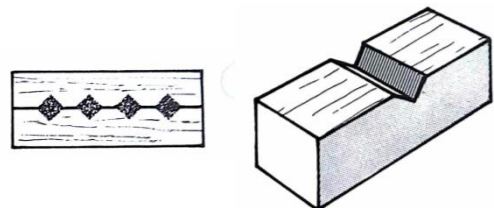


Figura 3.50 Acoblament amb tacs inclinats (Cassinello, [5])

- Clau: les dues peces tenen caixes alternes que permeten encaixar-se entre sí. Té l'inconvenient que el cantell resultant és inferior a la suma dels dos cantells i hi ha un risc d'esquinçament en la direcció de la fibra perquè l'esforç de tallant es troba en el mateix pla en cada caixa realitzada.

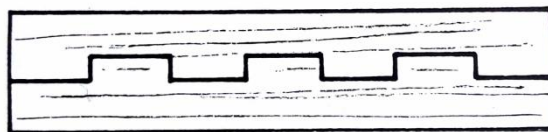


Figura 3.51 Acoblament amb claus (Cassinello, [5])

- Dentat: cada peça té unes caixes realitzades en forma de serra. Funciona millor que l'acoblament en clau ja que les dents permeten que els esforços tallants en les caixes no estiguin en el mateix pla.



Figura 3.52 Acoblament dentat (Cassinello, [5])



Figura 3.53 Acoblament amb múltiples dentats amb reforços metàl·lics (Cassinello, [5])

- *Acoblaments per juxtaposició*

S'utilitzen per formar una superfície superior o una taula, sovint per formar murs o superfícies de revestiment. En molts d'aquests casos no es tracten d'elements estructurals.

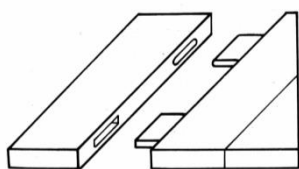


Figura 3.54 Acoblament per juxtaposició de trauc i metxa (Cassinello, [5])

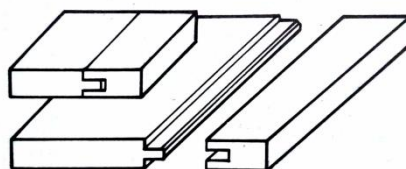


Figura 3.55 Acoblament per juxtaposició de forquilla (Cassinello, [5])

3.4 Les unions a la normativa

El Codi Tècnic de l'Edificació (CTE) és el marc normatiu que estableix les exigències que han de complir els edificis en relació amb els requisits bàsics de seguretat i habitabilitat establerts per la Llei d'Ordenació de l'Edificació (LOE).

Pel que fa a la seguretat estructural, el CTE té un document bàsic específic pels elements estructurals de fusta, on fa referència a les unions en diversos apartats:

En l'apartat "3. Durabilitat", parla de la protecció de la fusta per a garantir la durabilitat de l'estructura i per a les unions recomana un disseny d'aquestes que eviti la retenció de l'aigua i, en el cas d'estructures de classe de servei 3, les unions han d'estar ventilades i han de poder evacuar l'aigua ràpidament.

L'apartat "4. Materials" fa referència als tipus de fusta que es comercialitzen i les seves classes resistents, els adhesius i, per últim, les unions, on es descriu què són les unions tradicionals i quins elements mecànics de fixació s'utilitzen.

L'apartat 8 està dedicat a les unions. Primerament, s'exposa les condicions generals que s'han de tenir en compte per a dimensionar les unions, per als casos més freqüents:

- Unions amb múltiples elements o tipus de fixació: en una unió amb varis elements de fixació, la capacitat de càrrega del conjunt és menor que la suma de les capacitats de càrrega de cada element de fixació. Si els elements de fixació són diferents, la capacitat de càrrega de cada tipus ve condicionada per la compatibilitat de les deformacions, és per això, que recomana no barrejar tipus ni dimensions, és a dir, elements amb rigidesa diferents.

- Unions en angle sol·licitades per forces axials: en aquestes unions s'ha de tenir en compte l'efecte de clivelles degut a les tensions provocades per la component perpendicular a la fibra de la força obliqua que actua sobre una de les peces.
- Inversió d'esforços: en els casos on les accions siguin de llarga o mitjana duració s'ha de dimensionar la unió per als valors de $F_{t,Ed} + 0.5 \cdot F_{c,Ed}$ per a tracció i $F_{c,Ed} + 0.5 \cdot F_{t,Ed}$ per a compressió.

A continuació, parla sobre les unions de tipus clavilla i les unions amb connectors on, per els diferents tipus de connectors i tipus de materials, exposa les equacions per al càlcul de capacitat de càrrega en diferents situacions en funció de la resistència a l'aixafament de la fusta i del moment plàstic de l'element d'unió, en el cas d'unions tipus clavilla, o de factors que depenen de les característiques del connector, en el segon cas. També descriu les separacions i distàncies mínimes que s'han de complir en el disseny de la unió.

3.4.1 Unions tradicionals

Tal com s'ha mencionat anteriorment, a l'apartat 4 del document es defineix què són les unions tradicionals, que es descriuen així:

“Les unions tradicionals, també denominades fusteres o unions per contacte, transmeten les forces mitjançant tensions de compressió localitzada i de tallant entre les mateixes peces de fusta mitjançant el tall i mecanització adequats. El material aportat (generalment ferramentes en forma de platines i altres elements de fixació) és molt reduït i la seva funció és la de mantenir en posició les unions. En alguns casos poden servir per reforçar la unió o per a resistir una inversió de la sol·licitació”

Per tant, segons el CTE, les unions fusteres sí que poden tenir elements metàl·lics auxiliars si aquests tenen la funció únicament d'estabilitzar la unió perquè els esforços es puguin transmetre correctament o de reforç, sempre que no siguin els elements principals que transmeten els esforços entre les diferents peces.

L'apartat 8.5 es dedica exclusivament a les unions tradicionals. En general, exposa que s'han d'aplicar les expressions indicades en el capítol “6. Estats límits últims” excepte en certs casos que són particulars per les unions fusteres:

- En empalmaments, on la superfície de contacte entre les dues peces està sotmesa a compressió paral·lela a la fibra, i en encaixos inclinats, on hi ha una tensió de compressió obliqua a la fibra, el valor de la resistència de càlcul a compressió paral·lela $f_{c,0,d}$ es reduirà per 0.8.
- En el mateix cas anterior, per encaixos inclinats, però on s'utilitzi un material rígid o si s'insereixen falques rígides s'utilitzarà la mateixa expressió sense reduir el valor de resistència de càlcul a compressió paral·lela $f_{c,0,d}$.
- La deformació admesa en un empalmament o encaix obliqua, per a càrregues de servei, serà de 1 a 1.5 mm.

A continuació, descriu un mètode per a comprovar els encaixos de barbeta i rebaix, que són els encaixos més habituals en aquesta zona, degut a la gran popularitat de les encavallades de fusta en relació a la poca utilització de la fusta per a altres sistemes constructius.

Els encaixos de barbeta i rebaix han de complir les següents condicions:

a) Longitud del banyot:

$$a \geq \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b \cdot f_{v,d}}$$

b) Profunditat de la barbeta

$$t \geq \frac{F_d \cdot \cos \beta}{b \cdot f_{c,\alpha,d}}$$

- Per encaix de barbeta simple: $\alpha = \frac{1}{2} \cdot \beta$
- Per encaix de barbeta doble: $\alpha = \frac{3}{4} \cdot \beta$; $t = t_1 + t_2$

També ha de complir les condicions següents:

Tabla 8.11 Profundidad t , de la barbilla.	
Embarbillado simple	Embarbillado doble
$t \leq h/4$ para $\beta \leq 50^\circ$	$t_1 \leq h/6$
$t \leq h/6$ para $\beta \geq 60^\circ$	$t_2 \leq h/4$
Para valores intermedios se interpolará linealmente	Además: $t_1 < t_2 - 10 \text{ mm}$

Taula 3.1 Profunditat de la barbeta (CTE DB SE-M, [31])

c) Altura de la secció del cavall

$$d \geq \frac{F_d}{b \cdot f_{c,\alpha,d}} ; \alpha = \beta$$

Sent:

b ample de la peça

β angle entre les dues peces

$f_{v,d}$ valor de càlcul de la resistència a tallant

$f_{c,\alpha,d}$ valor de càlcul de la resistència a compressió obliqua

F_d valor de càlcul de la compressió en el cavall

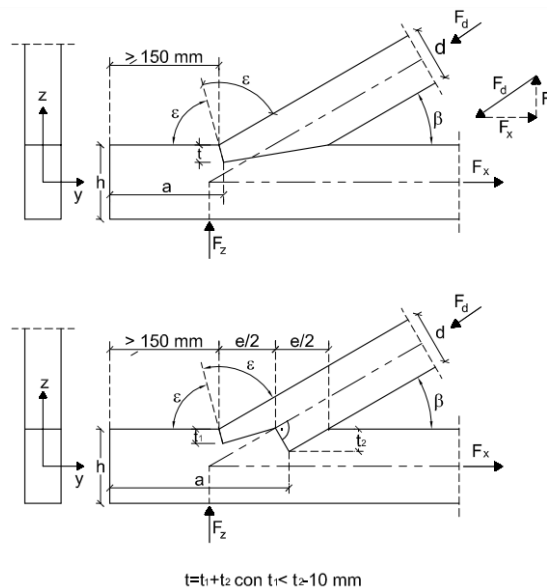


Figura 3.56 Geometria encaix de caixa i barbeta (CTE DB SE-M, [31])

4 Cas pràctic

En aquest apartat es pretén realitzar un cas pràctic que consisteix en el càlcul de l'estructura d'un edifici construït exclusivament amb fusta. A partir d'aquest exemple es vol mostrar el procediment a seguir i tot allò que s'ha de tenir en compte per a fer el càlcul d'un edifici de fusta. El càlcul de l'edifici serà el mitjà per poder estudiar les unions tradicionals entre els elements de fusta, per entendre com afecten els esforços a les unions i quina importància té el disseny de cada unió en el comportament estructural.

4.1 L'edifici

4.1.1 Elecció de l'edifici

L'edifici que s'ha escollit per fer aquest treball és un campanar japonès (Figura 4.1), que va ser estudiat per un antic estudiant de la UPC, Makoto Isawa. Aquest es va centrar en estudiar les diferents tipologies d'unions que té el campanar. Aquest edifici està basat en una tipologia d'edificis japonesos, en concret a un campanar ubicat al centre de Kyoto (Figura 4.2).

S'ha escollit aquest edifici perquè conté una gran varietat d'unions fusteres, que segueix amb la tradició japonesa d'aquest tipus d'unions, i davant la inexistència d'edificis construïts amb fusta per la zona de la península Ibèrica, on la construcció amb fusta i les unions tradicionals es limiten a les encavallades, que presenten poca varietat de tipologies d'unions.

Per començar el treball es disposa dels plànols de l'edifici, en PDF i AutoCAD, i fotografies d'una maqueta del campanar, que va realitzar Makoto Isawa. La maqueta és lleugerament diferent als plànols per simplificar el muntatge.



Figura 4.1 Maqueta del campanar realitzada amb fusta per M. Isawa a escala 1/10 (Isawa)



Figura 4.2 Campanar de referència per al treball, situat a Kyoto, Japó (Isawa)

4.1.2 Antecedents

Els campanars van sorgir de l'arquitectura budista japonesa. Eren edificis annexos als temples budistes que tenien un ús defensiu.

Els primers campanars es van construir a zones properes a Nara, la ciutat que va esdevenir capital de Japó l'any 710 dC, i consistien en un edifici format per una estructura de fusta de dues planes, on a la planta superior es penjava la campana.

Cap al final del període de Heian, amb capital a Kyoto, el disseny dels campanars va variar cap a un edifici de dues plantes amb el tancament en forma corbada força pronunciada. La campana igualment es seguia disposant a la planta superior.

A principis del segle XIII el disseny va canviar considerablement i es van començar a construir campanars oberts, sense tancaments, amb una estructura de fusta suportada per quatre grans pilars lleugerament inclinats. Eren d'una sola planta i la campana penjava de la biga principal.

El campanar que s'estudia en aquest treball és semblant als campanars sorgits al segle XIII, consta d'una planta amb una estructura més simple que els anteriors però, a diferència d'aquests, té tancaments formats amb una barreja de terra i guix, un disseny poc comú entre els edificis d'aquesta tipologia.

Malgrat que no es coneix la data de construcció del campanar, s'han trobat fustes que daten del segle XVII, que dona indicis sobre l'antiguitat de l'edifici.

4.1.3 Descripció de l'entorn

L'edifici s'ubica a Kyoto, a Japó (Figura 4.3), una ciutat amb una gran importància cultural i històrica ja que va ser capital de Japó entre l'any 794 i el 1868 i conserva una gran quantitat de temples, santuaris i palaus, alguns d'ells declarats patrimonis de la humanitat.



Figura 4.3 Situació de l'edifici a l'àmbit del país (Google Maps)

El campanar es troba al districte de Higashiyama-ku, situat al nord-est de la ciutat. L'edifici està situat a una zona urbana amb diversos espais verds, envoltat de construccions baixes,

majoritàriament d'una o dues plantes sobre rasant i també, una mica més llunyanes, construccions de fins a set plantes sobre rasant.



Figura 4.4 Situació de l'edifici a l'àmbit de la ciutat (Google Maps)



Figura 4.5 Entorn de l'edifici (Google Maps)

Kyoto està situat a una zona sísmica on es produeixen varis terratrèmols cada segle i on també es poden patir el pas de tifons durant setembre i octubre.

Pel que fa al clima, està a una zona amb un clima subtropical humit. La temperatura mitjana als mesos d'hivern és baixa, oscil·lant entre els 4 i 8°C, mentre que els estius són càlids arribant a una temperatura mitjana diària de 27°C els mesos més càlids, amb una humitat relativa alta tant a l'estiu com a l'hivern que ronda al voltant del 65% al llarg de l'any, sent major els mesos d'estiu.

Les precipitacions són habituals al llarg de l'any amb un increment durant la temporada de pluges, els mesos de juny i juliol, i es poden produir nevades des de desembre fins a febrer.

4.1.4 Descripció de l'edifici

L'edifici està format per columnes de 25x25cm lleugerament inclinades formant una planta quadrada de 3.20x3.20m, amb travessers de 9x22cm a mitja alçada i al cap de la columna, a una alçada de 2.60m.

A sobre d'aquesta alçada comença a formar-se la primera capa de la coberta, formada per petits pilars i bigues de 11x9cm i 9x9cm on s'hi recolzen les quatre bigues inclinades principals de 18x15cm i, al seu torn, es recolzen les biguetes de 6x6cm amb un intereix de 22cm.

La segona capa de coberta es forma a partir d'una estructura de pilars i bigues de 9x9cm que es van alçant recolzades sobre les quatre bigues principals. Sobre aquesta estructura s'hi recolzen les biguetes de 4x6cm que adopten una forma corbada. L'intereix és de 22cm igual que en la capa inferior. L'alçada total, fins al carener, és de 4.56m.

Tota l'estructura està unida entre sí mitjançant unions tradicionals, sense cap tipus d'element metàl·lic de fixació. La unió amb els fonaments també es duu a terme de la mateixa manera, es tracta d'una unió que es manté travada amb la base de pedra per la seva geometria però no es pot considerar que sigui un encastament.

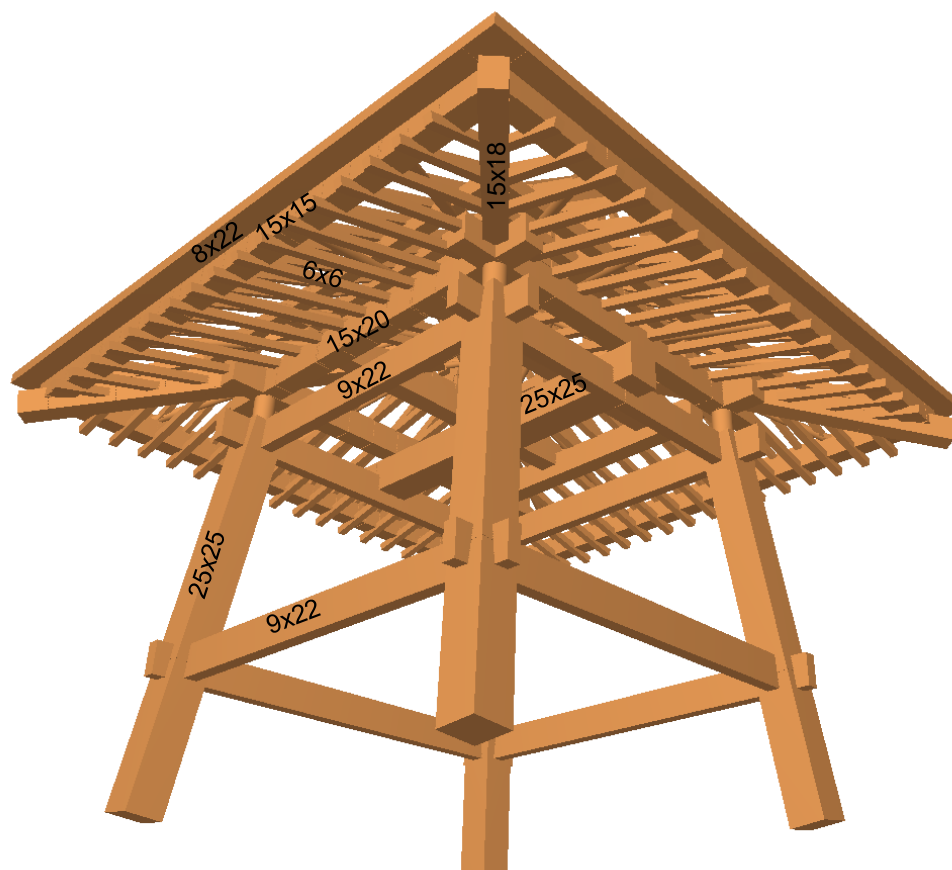


Figura 4.6 Modelitzat del campanar (Elaboració pròpia)



Figura 4.7 Modelitzat del campanar (Elaboració pròpia)

4.2 Condicionants de partida

4.2.1 Modelització de l'estructura

Per a dur a terme el càlcul de l'estructura s'ha utilitzat el Cype a partir d'un model de barres que s'ha creat prèviament en AutoCAD. Per a modelar l'estructura s'ha tingut en compte que els eixos de totes les barres han de tenir un punt de contacte. En l'edifici, no tots els eixos acaben coincidint entre ells, per exemple, si una barra està recolzada longitudinalment sobre una altra els eixos són paral·lels i no es poden tocar. També es dona el cas que en una barra hi arriben diferents barres a diferents alçades, per tant, no totes poden fer-hi coincidir els eixos. Davant aquest problema, s'han creat unes barres auxiliars que permeten fer coincidir l'estructura per a que funcioni de forma semblant a la realitat.

Una vegada introduïda la geometria, s'ha escollit la disposició dels eixos i s'ha creat una sèrie de perfils de fusta de secció rectangular i circular. Totes les barres tenen una secció constant. En aquelles barres en que la seva secció varia lleugerament al llarg de la seva longitud s'ha escollit una secció mitjana. En el cas concret de les bigues de balancí, en que la seva funció és de fer de contrapès, s'ha optat per dividir la biga en dos parts, la part inferior és de secció major que la part superior de tal manera que el punt de gravetat és el mateix que la biga original.

4.2.2 Condicions de contorn

Els nusos defineixen l'inici i el final d'una barra i poden confluïr una o més barres. En els casos on hi ha diferents barres que es troben amb una barra continua, aquesta última s'ha de subdividir en diferents parts, tenint un nus en cada unió.

És important definir la relació de les diferents barres que conflueixen en un mateix nus perquè aquesta relació determinarà les reaccions que es produeixen.

Si el nus és totalment rígid significa que totes les barres que conflueixen comparteixen tots els moviments i girs i a part dels forces axials i de tallant també generen moments en els tres plans. El cas contrari és que la unió sigui articulada, permetent els girs en totes les direccions però no els desplaçaments, sense generar moments flectors.

Encara que al llarg del temps hi ha hagut intents per a trobar unions rígides amb fusta no ha sigut fins a l'aparició de les unions amb clavilla o amb plaques que s'ha aconseguit. Malgrat això, sí que en les unions tradicionals es poden trobar algunes tipologies que permeten una unió semirígida.

Majoritàriament és difícil que una unió tradicional pugui ser rígida o semirígida però tampoc es pot considerar com una articulació pura ja que l'encaix en el que es troba no permet el gir lliurement. Així doncs, s'han de definir aquestes unions com a semirígides però amb un nivell d'encastament baix, aproximant-se a una articulació.

Per aquest treball no s'ha trobat bibliografia referent a aquest aspecte, que pogués quantificar el nivell de rigidesa d'aquestes unions. Per tant, s'han definit uns graus d'encastament agafant com a criteri principal la superfície de contacte entre les diferents peces.

Pel que es pot observar, la unió més rígida de les presents en el campanar és l'encaix de trau i metxa en que l'espiga s'encasta totalment a la caixa i limita el moviment i el gir. Tot i això, s'ha considerat que aquest tipus d'unió tindrà un grau d'encastament del 50%.

A partir d'aquí, s'ha extret el grau d'encastament per l'encaix a mitjamossa, del que es pot veure que per les característiques permet més el gir que l'encaix de trau i metxa degut a que estan encaixades entre sí però no tenen la limitació de la caixa en totes les cares de la peça, considerant que l'encastament és significativament inferior, es proposa un grau del 25%.

Les biguetes de la coberta, tant les exteriors com les interiors, tenen el recolzament amb un encaix de barbeta passant. Si s'analitza aquesta unió, l'impediment que provoca una barra a l'altre pel que fa al gir és pràcticament nul, és a dir, es podria considerar com una articulació. Tot i així, s'ha considerat cert encastament ja que la continuïtat de la mateixa barra evita el gir lliure. En aquest cas s'ha considerat un 10% d'encastament.

En el cas d'altres barres, com per exemple les bigues de balancí, estan recolzades però no tenen cap tipus d'unió, és a dir, permeten el lliure moviment en el pla horitzontal i el gir, per això s'han considerat com a articulacions. Per permetre el moviment lateral, el que seria l'equivalent a una articulació lliscant, s'ha dut a terme mitjançant unes barres auxiliars articulades en els seus dos extrems de manera que permeten el desplaçament i el gir.

La resta de barres, subdividides en petites barres però que formen part d'una mateixa biga o pilar, s'han considerat un encastament pur.

Respecte al recolzament de les columnes amb la base, també es considera que és pràcticament una articulació però no es pot definir com a tal perquè el CYPE considera que es tracta d'un mecanisme. És per això que s'han definit com un encastament elàstic que permeti el gir.

4.2.3 Inestabilitat en barres

Els elements que són sotmesos a compressió en la direcció axial tendeixen a vinclar-se, el que comporta un problema d'inestabilitat per vinclament. Per tenir-ho en compte s'ha d'assignar una longitud de vinclament per a les barres comprimides.

La longitud de vinclament, l_k , en una barra es pot definir com la longitud que hauria de tenir una barra biarticulada de les mateixes característiques perquè tingués la mateixa càrrega crítica que la primera barra, amb la seva longitud real. Per trobar aquesta relació, es defineix un coeficient β que depèn de les condicions de restricció de moviments per als extrems de la barra:

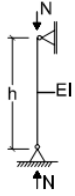
$$l_k = l \cdot \beta$$

En el cas de la fusta, com s'ha comentat anteriorment, és difícil que les unions puguin ser rígides, per tant, tenen certa deformabilitat. És per això, que els coeficients de la longitud de vinclament β han de tenir en compte el gir de les connexions semirígides, que es defineix a partir de C_ϕ , el coeficient que defineix el grau d'encastament al gir de la connexió i correspon al moment necessari per a provocar un radiant.

En el cas d'estudi, tenint en compte que s'ha considerat un grau d'encastament de les unions baix, apropant-se a la definició d'una articulació, es pren com a valor $\beta = 1$, segons

l'Annex G del SE-M. Així, tot i que la barra tingui un cert encastament és més desfavorable considerar que és una articulació.

Tabla G.1. Coeficientes de la longitud de pandeo β para barras

Sistema estructural	Coeficientes β
<p>Pilar Biarticulado</p>  <p>1</p>	$\beta = 1$

Taula 4.1 Coeficients de la longitud de vinclament per a una barra biarticulada (CTE DB SE-M, [31])

Tot i així, degut a que al model introduït les barres contínues estan subdividides en diferents barres allà on conflueixen amb altres barres, s'ha de determinar un valor β per al qual la barra tingui una longitud equivalent a la seva longitud real. Aquest problema es presenta en les quatre columnes, que tenen una longitud real de 2.70m però conflueixen a elles unes barres a una alçada de 0.95m, dividint la columna en dues barres de 0.95m i 1.75m. Llavors, per a que la longitud de vinclament sigui igual a la longitud real de la columna (ja que s'ha considerat com una barra biarticulada amb $\beta = 1$) s'ha de determinar un valor β que serà el quocient entre la longitud de la columna L i la longitud la barra, L_1 i L_2 respectivament. Tenint $\beta_1 = L/L_1$ i $\beta_2 = L/L_2$.

4.2.4 Deformacions

Les deformacions que pot patir un element constructiu pot afectar la seva integritat minvant les seves capacitats, així el SE delimita la fletxa considerant les deformacions que es produeixen després de la posta en obra de l'element. En aquest cas, la fletxa relativa ha de ser menor de 1/300.

4.2.5 Espècie de fusta

La fusta utilitzada al campanar original és fusta de conífera, d'un tipus de xiprer originari de Japó, anomenat *Chamaecyparis obtusa* i comunament anomenat xiprer japonès o Hinoko. L'alta durabilitat en condicions exteriors ha permès que s'hagi utilitzat durant segles per a la construcció d'edificis tradicionals, com temples i monestirs.

Per a realitzar càlcul de l'edifici seguint el CTE cal definir una classe resistent segons les propietats mecàniques del tipus de fusta. A l'Annex C del CTE DB SE-M s'estableix l'assignació de la classe resistent segons diferents espècies comunes a Europa i algunes espècies foranies. La fusta de xiprer japonès no està inclosa en aquest Annex i, per tant, s'ha de buscar la classe resistent que més s'adequa a les característiques del xiprer.

Per a obtenir les propietats de la fusta de Hinoko, s'han extret les dades d'un estudi (Yokoyama, [19]) on s'analitzen les capacitats mecàniques de diferents mostres extretes d'edificis històrics on la fusta és de Hinoko de diferents èpoques (Taula 4.2). En aquest estudi es llisten propietats físiques i mecàniques en el sentit longitudinal (L) i radial (R) de les

nou mostres que s'analitzen d'on es destaquen el mòdul d'elasticitat i densitat per a fer la comparació amb els valors recollits a l'Annex E del CTE DB SE-M.

Table 2 Physical properties and mechanical properties derived from stress-strain curves.

				L						R					
	d_a^* g/cm ³	MFA °	h^* %	nb	E GPa	ε^e %	ε^m %	σ^m MPa	W kJ/m ²	nb	E GPa	ε^e %	ε^m %	σ^m MPa	W kJ/m ²
A	0.40 <i>0.01</i>	11.9 <i>0.01</i>	8.3 <i>0.5</i>	10	9.7 <i>0.6</i>	0.64 <i>0.06</i>	1.10 <i>0.06</i>	86 <i>7</i>	3.45 <i>0.38</i>						
B	0.45 <i>0.01</i>	12.7 <i>0.01</i>	8.1 <i>0.2</i>	8	10.6 <i>1.1</i>	0.77 <i>0.05</i>	1.29 <i>0.08</i>	110 <i>7</i>	4.75 <i>0.46</i>	8	0.97 <i>0.11</i>	-	0.85 <i>0.12</i>	8.37 <i>0.61</i>	0.199 <i>0.039</i>
C	0.41 <i>0.01</i>	14.0 <i>0.01</i>	7.7 <i>0.6</i>	5	11.0 <i>0.8</i>	0.64 <i>0.08</i>	1.10 <i>0.12</i>	96 <i>5</i>	3.79 <i>0.50</i>	5	1.02 <i>0.06</i>	-	0.90 <i>0.04</i>	9.27 <i>0.85</i>	0.226 <i>0.035</i>
D	0.44 <i>0.03</i>	12.3 <i>0.03</i>	8.6 <i>0.3</i>	5	8.9 <i>0.4</i>	0.81 <i>0.10</i>	1.37 <i>0.07</i>	102 <i>8</i>	4.70 <i>0.36</i>	4	0.96 <i>0.05</i>	-	0.89 <i>0.08</i>	8.78 <i>1.04</i>	0.216 <i>0.041</i>
E	0.40 <i>0.02</i>	15.4 <i>0.02</i>	8.0 <i>0.5</i>	5	8.4 <i>0.6</i>	0.79 <i>0.08</i>	1.34 <i>0.07</i>	89 <i>9</i>	3.95 <i>0.54</i>	5	0.94 <i>0.14</i>	-	0.88 <i>0.07</i>	8.38 <i>1.49</i>	0.204 <i>0.046</i>
F	0.38 <i>0.02</i>	13.0 <i>0.02</i>	8.2 <i>0.5</i>	5	9.4 <i>0.9</i>	0.70 <i>0.08</i>	1.16 <i>0.06</i>	86 <i>8</i>	3.43 <i>0.46</i>	3	0.67 <i>0.10</i>	-	1.02 <i>0.08</i>	6.84 <i>1.58</i>	0.197 <i>0.058</i>
G	0.40 <i>0.01</i>	14.0 <i>0.01</i>	9.2 <i>0.3</i>	5	10.2 <i>0.9</i>	0.60 <i>0.07</i>	1.19 <i>0.05</i>	90 <i>6</i>	4.04 <i>0.36</i>						
H	0.37 <i>0.01</i>	10.2 <i>0.01</i>	8.7 <i>0.4</i>	5	9.5 <i>1.3</i>	0.56 <i>0.02</i>	1.26 <i>0.04</i>	82 <i>9</i>	4.03 <i>0.67</i>	4	0.60 <i>0.08</i>	-	1.48 <i>0.23</i>	8.21 <i>0.52</i>	0.360 <i>0.072</i>
I	0.34 <i>0.01</i>	13.4 <i>0.01</i>	9.2 <i>0.5</i>	5	7.7 <i>0.3</i>	0.61 <i>0.01</i>	1.48 <i>0.05</i>	71 <i>2</i>	5.02 <i>0.60</i>	5	0.63 <i>0.08</i>	1.43 <i>0.09</i>	1.90 <i>0.26</i>	9.70 <i>0.52</i>	0.570 <i>0.124</i>

In italics: standard deviation. d_a : air-dry density; MFA: microfibrillar angle; h : moisture content; nb: specimen number; E : Young's modulus; ε^e : strain at elastic limit (1% deviation from linearity); ε^m : strain at peak stress; σ^m : strength (peak stress); W : Energy divided by cross-section. * d_a and h values in this Table were calculated from L specimens.

Taula 4.2 Propietats físiques i mecàniques de diferents mostres de fusta de Hinoko (Yokoyama, [19])

D'aquestes dades s'extreuen els valors mitjans:

$\rho = 400 \text{ kg/m}^3$; $E_L = 9.49 \text{ kN/mm}^2$; $E_R = 0.83 \text{ kN/mm}^2$

La classe resistent d'espècies de coníferes que té unes propietats més similars als valors anteriors és la classe C20.

Tabla E.1 Madera aserrada. Especies de coníferas y chopo. Valores de las propiedades asociadas a cada Clase Resistente													
Propiedades		Clase resistente											
Resistencia (característica) en N/mm ²		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
- Flexión	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
- Tracción paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
- Tracción perpendicular.	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
- Compresión paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	22	22	23	25	26	27	29
- Compresión perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
- Cortante	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
Rigidez, en kN/mm²													
- Módulo de elasticidad paralelo medio	$E_{0,medio}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
- Módulo de elasticidad paralelo 5 ^o -percentil	$E_{0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
- Módulo de elasticidad perpendicular medio	$E_{90,medio}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
- Módulo transversal medio	G_{medio}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Densidad, en kg/m³													
- Densidad característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
- Densidad media	ρ_{medio}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Taula 4.3 Propietats físiques i mecàniques associades a cada Classe Resistente de fusta de coníferes (CTE DB SE-M, [31])

4.3 Accions

El Codi Tècnic de l'Edificació classifica les accions en tres apartats principals segons la seva variació en el temps: les accions permanents, variables i accidentals.

4.3.1 Accions permanents

Les accions permanents (G) són aquelles que estan presents a l'edifici al llarg de la seva vida, actuen en tot moment i amb posició constant.

En l'edifici s'ha considerat el pes propi dels elements de l'estructura, el pes de la coberta de teula i el pes de la campana, situada a l'interior del campanar.

El valor del pes propi l'estableix el programa CYPE segons les dimensions de cada element i les especificacions del projecte que prèviament s'han introduït.

Per determinar el pes de la teula en la coberta, s'ha adoptat el valor que es troba a l'Annex C del SE-AE, on a la Taula C.2 mostra un pes per unitat de superfície de 0.5 kN/m² per a "Teules corbes corrents (sense enllistonat)".

Per a la campana s'ha considerat un pes de 10 kN, tenint en compte el pes d'altres campanars de dimensions i tipologia similars.

Tabla C.2 Peso por unidad de superficie de elementos de cobertura

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Aislante (lana de vidrio o roca)		Tablero de madera, 25 mm espesor	0,15
por cada 10 mm de espesor	0,02	Tablero de rasilla, una hoja	
Chapas grecadas, canto 80 mm,		una hoja sin revestir	0,40
Acero 0,8 mm espesor	0,12	una hoja más tendido de yeso	0,50
Aluminio, 0 8 mm espesor	0,04	Tejas planas (sin enlistonado)	
Plomo, 1,5 mm espesor	0,18	ligeras (24 kg/pieza)	0,30
Zinc, 1,2 mm espesor	0,10	corrientes (3,0 kg/pieza)	0,40
Cartón embreado, por capa	0,05	pesadas (3,6 kg/pieza)	0,50
Enlistonado	0,05	Tejas curvas (sin enlistonado)	
Hoja de plástico armada, 1,2 mm	0,02	ligeras (1,6 kg/pieza)	0,40
Pizarra, sin enlistonado		corrientes (2,0 kg/pieza)	0,50
solape simple	0,20	pesadas (2,4 kg/pieza)	0,60
solape doble	0,30	Vidriera (incluida la carpintería)	
Placas de fibrocemento, 6 mm espesor	0,18	vidrio normal, 5 mm espesor	0,25
		vidrio armado, 6 mm espesor	0,35

Taula 4.4 Pes per unitat de superfície d'elements de coberta (CTE DB SE-AE, [30])

4.3.2 Accions variables

Les accions variables (Q) són aquelles que poden actuar durant un temps determinat i no sempre actuen en la mateixa zona i direcció. Aquí es troben la sobrecàrrega d'ús, vent, neu, accions tèrmiques i neu.

- *Sobrecàrrega d'ús*

La sobrecàrrega d'ús ve determinada per l'ús establert en l'edifici, en aquest cas, es considera una categoria d'ús G "Cobertes accessibles només per a conservació" d'acord amb la taula 3.1 del SE-AE. Aquesta, es divideix en dues subcategories segons la inclinació de la coberta, G1 per "Cobertes amb inclinació inferior a 20°" i G2 per "Cobertes amb inclinació superior a 40°".

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Taula 4.5 Valors característics de les sobrecàrregues d'ús (CTE DB SE-AE, [30])

En el cas del campanar, la coberta varia la seva inclinació i, per tant, s'ha subdividit en dos parts, tenint en la part inferior una inclinació de 26° i en la part superior 42.3° (Figura 4.8).



Figura 4.8 Inclinació de la coberta (Elaboració pròpia)

El faldó superior es correspon a la categoria G2 i, per tant, no es considera cap càrrega en aquesta zona. Per al faldó inferior, el valor de càrrega q_k es determina per una interpolació lineal entre els valors de 1 kN/m² i 0 kN/m² corresponents a les categories G1 i G2 respectivament, així, s'obté un valor de 0.7 kN/m².

- *Vent*

L'acció del vent actua perpendicularment a la superfície exposada de l'edifici. És una força distribuïda per unitat de superfície, la pressió estàtica, q_e , que es determina amb la següent expressió:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

q_b és la pressió dinàmica del vent. Depèn de la intensitat del vent i s'obté a partir dels valors recollits a l'Annex D, en funció de l'emplaçament geogràfic de l'obra.

En aquest cas, l'edifici no està ubicat a l'àmbit d'aplicació del codi tècnic. Per escollir el valor de pressió dinàmica del vent s'ha mirat a les estadístiques de vent del lloc on s'ubica l'edifici, a Kyoto, on hi ha una velocitat del vent mitjana de 2 m/s anual. Aquestes dades s'assimilen a la zona A del mapa de la figura D.1 de l'Annex D del SE-AE per al qual determina un valor de pressió dinàmica del vent de 0.42 kN/m².

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Taula 4.6 Valors del coeficient d'exposició (CTE DB SE-AE, [30])

c_e és el coeficient d'exposició i depèn de l'alçada del punt considerat i de l'entorn de la construcció, el valor es determina segons la taula 3.4 del SE-AE. Per les condicions de l'entorn i l'alçada considerada el valor $c_e = 1.4$

c_p correspon al coeficient eòlic que depèn de la forma i orientació de la superfície d'impacte al vent. El valor s'extreu de les taules recollides a l'Annex D, on recull un seguit de coeficients de pressió i succió per a façana i per a diferents tipologies de cobertes. Tot i que la coberta del campanar no es correspon en cap de les tipologies mostrades, la que més s'assimila és una coberta a quatre aigües. Per a treure els valors s'ha adaptat la forma de la coberta a quatre aigües (Figura 4.9) a la geometria de la coberta del campanar (Figura 4.10).

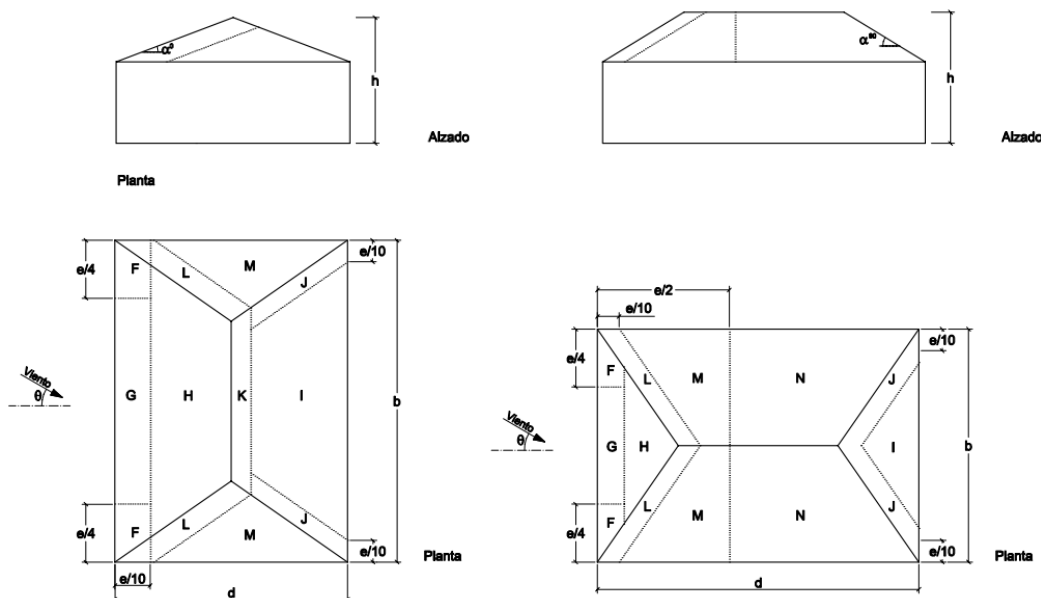


Figura 4.9 Zones per una coberta a quatre aigües per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30])

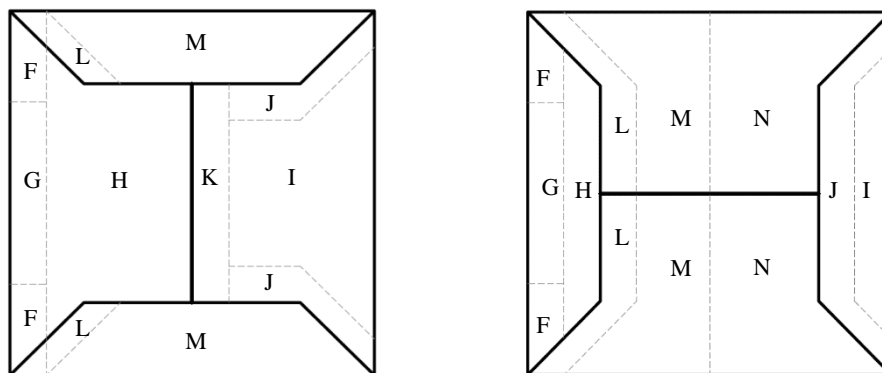


Figura 4.10 Zones per a la coberta del campanar per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30])

Els valors dels coeficients també depenen del pendent de la coberta. El pendent mitjà de la coberta és de 34° pels dos faldons majors i 26° pels dos faldons menors. Per simplificar el càlcul, s'ha escollit els valors per una pendent de 30° .

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)								
		F	G	H	I	J	K	L	M	N
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0	-0,3	-0,6	-0,6	-1,2	-0,6	-0,4
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0	-0,3	-0,6	-0,6	-2,0	-1,2	-0,4
15°	≥ 10	-0,9 +0,2	-0,8 +0,2	-0,3 +0,2	-0,5	-1,0	-1,2	-1,4	-0,6	-0,3
	≤ 1	-2,0 +0,2	-1,5 +0,2	-0,3 +0,2	-0,5	-1,5	-2,0	-2,0	-1,2	-0,3
30°	≥ 10	-0,5 +0,5	-0,5 +0,7	-0,2 +0,4	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8	-0,2
	≤ 1	-1,5 +0,5	-1,5 +0,7	-0,2 +0,4	-0,4	-1,2	-0,5	-2,0	-1,2	-0,2
45°	≥ 10	-0,0 +0,7	-0,0 +0,7	-0,0 +0,6	-0,3	-0,6	-0,3	-1,3	-0,8	-0,2
	≤ 1	-0,0 +0,7	-0,0 +0,7	-0,0 +0,6	-0,3	-0,6	-0,3	-2,0	-1,2	-0,2
60°	≥ 10	+0,7	+0,7	+0,7	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-0,4	-0,2
	≤ 1	+0,7	+0,7	+0,7	-0,3	-0,6	-0,3	-2,0	-0,4	-0,2
75°	≥ 10	+0,8	+0,8	+0,8	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-0,4	-0,2
	≤ 1	+0,8	+0,8	+0,8	-0,3	-0,6	-0,3	-2,0	-0,4	-0,2

Taula 4.7 Valors del coeficient eòlic per una coberta a quatre aigües (CTE DB SE-AE, [30])

Al ser un edifici simètric, té dues façanes paral·leles entre sí, així que s'han definit dues hipòtesis per als dos tipus de façanes, el cas 1 i el cas. Per a cada cas, hi haurà una hipòtesi de pressió i una de succió, per tant, resultaran 4 hipòtesis. Per calcular els valors de c_p s'ha utilitzat l'expressió:

$$c_{pe,A} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log_{10} A$$

sent:

$c_{pe,10}$ coeficient de pressió exterior per a elements amb una àrea d'influència $A \geq 10\text{m}^2$

$c_{pe,1}$ coeficient de pressió exterior per a elements amb una àrea d'influència $A \leq 1\text{m}^2$

HIPÒTESI 1

	F	G	H	I	J	K	L	M	N
$c_{pe,10}$	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8	-0,2
	+0,5	+0,7	+0,4						
$c_{pe,1}$	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-1,2	-0,5	-2,0	-1,2	-0,2
	+0,5	+0,7	+0,4						
A [m ²]	0,49	0,97	4,88	3,91	0,78	1,17	0,29	2,71	-
$c_{pe,A}$	-1,81	-1,51	-0,20	-0,40	-1,25	-0,50	-2,32	-1,03	0,00
	+0,50	+0,70	+0,40						
Cp	-1,50	-1,50	-0,20	-0,40	-1,20	-0,50	-2,00	-1,03	0,00
	+0,50	+0,70	+0,40						

Taula 4.8 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides per a la hipòtesi 1 (Elaboració pròpia)

HIPÒTESI 2

	F	G	H	I	J	K	L	M	N
$C_{pe,10}$	-0,5	-0,5	-0,2						
	0,5	0,7	+0,4	-0,4	-0,7	-0,5	-1,4	-0,8	-0,2
$C_{pe,1}$	-1,5	-1,5	-0,2						
	+0,5	+0,7	+0,4	-0,4	-1,2	-0,5	-2	-1,2	-0,2
$A [m^2]$	0,39	0,97	1,35	1,38	1,72	-	1,95	4,69	6,64
$C_{pe,A}$	-1,91	-1,51	-0,20						
	+0,50	+0,70	+0,40	-0,40	-1,08	0,00	-1,83	-0,93	-0,20
Cp	-1,50	-1,50	-0,20						
	+0,50	+0,70	+0,40	-0,40	-1,08	0,00	-1,83	-0,93	-0,20

Taula 4.9 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides per a la hipòtesi 2 (Elaboració pròpia)

Per a la façana s'ha seguit el mateix procediment però com que les façanes són iguals només es defineix una hipòtesi que actuarà en dues façanes no paral·leles, les mateixes dues façanes per a les que s'ha definit la Hipòtesi 1 i la Hipòtesi 2.

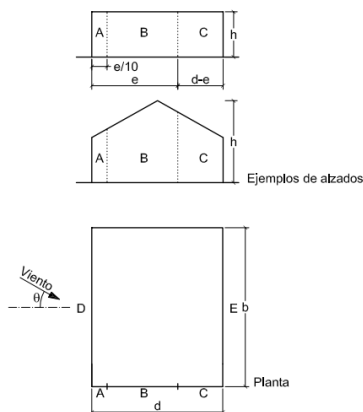


Figura 4.11 Zones de façana per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30])

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
$C_{pe,1}$	-1,4	-1,1	-0,5	1	-0,5
$A [m^2]$	0,42	7,29	-	7,72	7,72
$C_{pe,A}$	-1,48	-0,84	0,00	0,82	-0,50
Cp	-1,40	-0,84	0,00	0,82	-0,50

Taula 4.10 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides a la façana (Elaboració pròpia)

- *Neu*

Per calcular la sobrecàrrega de neu, i davant del mateix inconvenient de no tenir situat l'edifici al territori d'aplicació del CTE, s'ha optat per buscar la quantitat de neu que hi ha per la zona on està situat l'edifici i d'aquí calcular el valor característic de la càrrega de neu tal com indica la normativa. La càrrega de neu per unitat de superfície, q_n s'obté de:

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

sent:

μ és el coeficient de forma de la coberta i depèn de la inclinació d'aquesta i de la forma dels faldons. Segons mostra la figura següent extreta del SE-AE, el cas del campanar seria similar al segon cas i tindria, per tant, una inclinació de $\alpha_1 = 26^\circ$ que li correspon el coeficient $\mu_1 = 1$ per a $\alpha \leq 30^\circ$.

s_k és el valor de la sobrecàrrega de neu sobre un terreny horitzontal, depèn de la situació de l'obra, per al que hi ha una taula amb les capitals de província on es poden consultar els valors. En el cas del campanar s'ha obtingut un valor de $s_k = 0,16 \text{ kN/m}^2$. Per calcular-lo s'ha utilitzat:

$$s_k = \gamma \cdot e$$

sent:

γ el valor del pes específic de la neu segons el CTE, 2.0 kN/m^3 per a neu premsada

e l'espessor mitjà mensual de neu en el mes més desfavorable, és de 8 cm a Kyoto

- *Accions tèrmiques*

Les contraccions i dilatacions provocades pels canvis de temperatura tenen un baix efecte en la fusta i, per tant, no es sol considerar.

4.3.3 Accions accidentals

En aquest apartat es troben les accions que apareixen de forma accidental, de tal manera que són molt poc freqüents, com són els sismes, els incendis i els impactes.

- *Sisme*

Les accions sísmiques estan regulades per la Norma Sismorresistent NCSE-02, la qual classifica les construccions depenent de l'ús al que es destinen i del dany que pot ocasionar la seva destrucció:

- D'importància moderada: Aquelles amb probabilitat menyspreable de que la destrucció per el terratrèmol pugui ocasionar víctimes, interrompre un servei primari, o produir danys econòmics significatius a tercers.
- D'importància normal: Aquelles en que la destrucció per el terratrèmol pugui ocasionar víctimes, interrompre un servei per a la col·lectivitat, o produir importants pèrdues econòmiques, sense que en cap cas es tracti d'un servei imprescindible ni que pugui donar lloc a efectes catastròfics.
- D'importància especial: Aquelles en que la destrucció per el terratrèmol, pugui interrompre un servei imprescindible o donar lloc a efectes catastròfics. En aquest grup

s'inclouen les construccions que així es considerin en el plantejament urbanístic i documents públics anàlegs així com en reglamentacions més específiques.

El campanar correspon a una construcció d'importància moderada ja que és un edifici destinat únicament a tocar la campana i no hi ha una gran fluència de persones, l'interior de l'edifici és reduït i hi caben poques persones, a més per a la funció que ha de realitzar generalment hi haurà 1 persona durant un període curt de temps.

Per a les construccions d'importància moderada no és d'aplicació la Norma.

- *Incendi i impacte*

Tant l'incendi com els impactes no s'han considerat per al càlcul d'aquesta estructura ja que correspon a situacions extraordinàries i el que es pretén en aquest treball és determinar les capacitats mecàniques dels perfils en situacions habituals.

4.3 Hipòtesis i combinacions

El valor de càlcul es determina a partir de les combinacions d'accions, que es defineixen amb els coeficients de seguretat γ i els coeficients de simultaneïtat ψ , seguint l'expressió següent:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

sent:

$\gamma_{G,j}$ el coeficient de seguretat de les accions permanents

$G_{k,j}$ el valor de les accions permanents

$\gamma_{Q,i}$ el coeficient de seguretat de les accions variables

$Q_{k,i}$ el valor de les accions variables

ψ el coeficient de simultaneïtat

- *Hipòtesi 0*

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2}$$

Dins de les accions permanents es troba el pes propi de l'estructura (*PP*) i les càrregues mortes (*CM*): el pes de la coberta de teula i el pes de la campana. Aquestes càrregues estan presents en tot moment i es consideren en totes les combinacions.

El coeficient de seguretat serà el mateix tant per al pes propi com per les càrregues mortes. Podrà ser $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 1.35$ si és una càrrega desfavorable o $\gamma_{G,1} = \gamma_{G,2} = 0.80$ si és una càrrega favorable.

- *Hipòtesi 1 i 2*

$$\gamma_{Q,a} \cdot G_{k,a}$$

S'han definit dues hipòtesis de vent segons les dues direccions principals que són perpendiculars entre sí. En cada direcció el vent actua en dos sentits: pressió (V_P) i succió (V_S). Així, les hipòtesis 1, -1, 2 i -2 no poden ser combinades entre elles.

El coeficient de seguretat serà $\gamma_{Q,a} = 1.50$ si la càrrega és desfavorable i $\gamma_{Q,a} = 0$ si la càrrega és favorable.

- *Hipòtesi 3 i 4*

$$\gamma_{Q,b} \cdot G_{k,b}$$

Es corresponen a la sobrecàrrega d'ús per manteniment (Q) i sobrecàrrega de neu (N). Aquestes hipòtesis no es consideren combinables perquè se suposa que no es duran a terme tasques de manteniment si la coberta està nevada.

El coeficient de seguretat serà $\gamma_{Q,b} = 1.50$ si la càrrega és desfavorable i $\gamma_{Q,b} = 0$ si la càrrega és favorable.

Segons allò establert en aquest apartat, es consideren les següents combinacions:

- *Combinació 1: Hipòtesi 0*

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2}$$

Únicament es consideren el pes propi i les càrregues mortes.

- *Combinació 2: Hipòtesi 0 + Hipòtesi 1 o 2*

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2} + \gamma_{Q,a} \cdot Q_{k,a}$$

Les càrregues permanents es combinen amb una de les hipòtesis de vent.

- *Combinació 3: Hipòtesi 0 + Hipòtesi 3 o 4*

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2} + \gamma_{Q,b} \cdot Q_{k,b}$$

Les càrregues permanents es combinen amb la hipòtesi de sobrecàrrega d'ús o amb la sobrecàrrega de neu.

- *Combinació 4: Hipòtesi 0 + Hipòtesi 1 o 2 + Hipòtesi 3 o 4*

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2} + \gamma_{Q,a} \cdot Q_{k,a} + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,b} \cdot Q_{k,b}$$

$$\gamma_{G,1} \cdot G_{k,1} + \gamma_{G,2} \cdot G_{k,2} + \psi_0 \cdot \gamma_{Q,a} \cdot Q_{k,a} + \gamma_{Q,b} \cdot Q_{k,b}$$

Les càrregues permanents es combinen amb una de les hipòtesis de vent i amb la hipòtesi de sobrecàrrega d'ús o de neu. Com que hi ha dues hipòtesis de càrregues variables s'aplica el coeficient de simultaneïtat ψ_0 , que és el següent per als diferents tipus de càrregues:

$\psi_0 = 0,6$ per a la sobrecàrrega de vent

$\psi_0 = 0,5$ per a la sobrecàrrega de neu

$\psi_0 = 0$ per a la sobrecàrrega d'ús (categoria G)

4.4 Estats límit últims

Els estats límit últims són els que afecten la resistència i l'estabilitat de l'edifici i que en ser sobrepassats constitueixen un risc per a les persones i l'edifici queda fora de servei, es produeix un col·lapse total o parcial.

Per aquest treball, s'ha considerat únicament els estats límit últims que afecten a la resistència de la unió entre els elements estructurals. Els valors són els que resulten de les combinacions que s'han descrit en l'apartat anterior.

S'han escollit algunes unions que estan presents a l'edifici i es farà la comprovació dels estats límit últims de les peces segons el CTE DB SE-M que defineix diferents condicions que han de complir les seccions, segons la direcció de les fibres.

El càlcul de les unions tradicionals consisteix en la comprovació de les tensions que resulten en la transmissió dels esforços. S'estudiarà en les dues o més peces de la unió i tenint en compte aquelles parts més febles, com poden ser les espigues o les reduccions de secció.

Les condicions que han de complir les peces estan recollides a l'apartat 6 del CTE DB SE-M que consisteixen en les fórmules clàssiques de Resistència de Materials per a peces de secció constant que no tinguin zones en les que existeixi un canvi brusc de secció o un canvi brusc de l'estat tensional. En l'Annex A d'aquest treball s'exposen les condicions esmentades anteriorment, les particularitats que afecten a les unions tradicionals i les singularitats per la geometria de la peça o canvis de secció.

4.5 Resistències de càlcul

Per determinar les resistències de càlcul, s'han agafat els valors de resistència característica per a un tipus de fusta C22, segons la taula E.1 del CTE DB SE-M. Per obtenir els valors de resistència de càlcul es segueix la següent expressió:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Sent:

X_d valor de càlcul (resistència de càlcul)

k_{mod} factor de modificació

X_k valor característic (resistència característica)

γ_M coeficient parcial de seguretat

$k_{mod} = 0.9$ per a fusta massissa amb una classe de servei 2 i una duració de càrrega curta

$\gamma_M = 1.30$ per a fusta massissa

Així, les resistències característiques i de càlcul, per a la classe resistent C22, són:

	Resistència característica [N/mm ²]		Resistència de càlcul [N/mm ²]	
Flexió	$f_{m,k}$	20	$f_{m,d}$	13.8
Tracció paral·lela	$f_{t,0,k}$	12	$f_{t,0,d}$	8.3
Tracció perpendicular	$f_{t,90,k}$	0.4	$f_{t,90,d}$	0.3
Compressió paral·lela	$f_{c,0,k}$	19	$f_{c,0,d}$	13.2
Compressió perpendicular	$f_{c,90,k}$	2.3	$f_{c,90,d}$	1.6
Tallant	$f_{v,k}$	3.6	$f_{v,d}$	2.5

Taula 4.11 Resistències de càlcul i resistències característiques per una fusta C22 (Elaboració pròpia)

4.6 Estudi de les unions

El càlcul de les unions consisteix en la comprovació de les tensions en les seccions tenint en compte les reduccions de seccions, que són provocades per l'existència de traus o rebaixos pel disseny de la unió.

En aquest apartat s'han escollit cinc encaixos i un empalmament que es troben al campanar per tal d'estudiar el comportament d'aquests en front als esforços que reben, extrets de les combinacions més desfavorables per a cada cas (veure apartat 4.3).

Les unions escollides són les següents (Figura 4.12):

1. Encaix de mitjamossa amb caixa: unió entre una columna i dos travessers.
2. Encaix de barbeta passant: unió entre una bigueta de coberta i una biga horitzontal.
3. Encaix de caixa i metxa a compressió: unió entre un peu dret i la biga inclinada principal.
4. Encaix de caixa i metxa a tracció: unió entre un peu dret i l'element que suporta el frontó.
5. Encaix doble de barbeta i rebaix: unió entre la biga inclinada principal i les dues bigues perimetrals de coberta.
6. Empalmament de llengüeta amb cudornella: unió entre dues parts d'una columna, situada a la part superior d'aquesta.

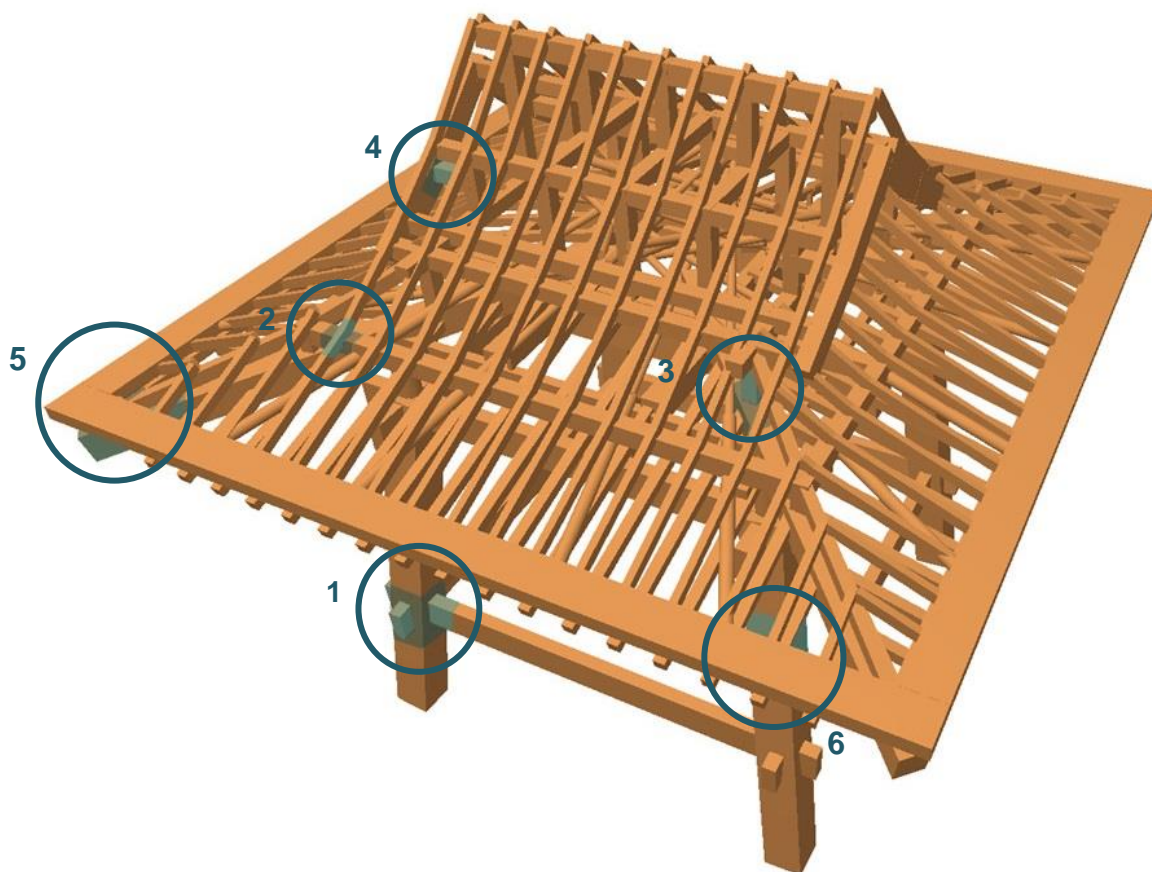


Figura 4.12 Ubicació de les unions al campanar (Elaboració pròpia)

4.6.1 Encaix de mitjamossa amb caixa

Aquesta unió està situada aproximadament a un terç de l'alçada de les quatre columnes principals. Es tracta d'un encaix a mitjamossa, que a la vegada està inserit dins de la columna mitjançant dues caixes que la travessen transversalment en els dos sentits. Els dos travessers tenen una secció de 9x22 cm i on es produeix la unió tenen un rebaix de la meitat de la seva secció, per tal que es puguin enrasar entre sí, de manera que la superfície que queda és de 9x11 cm.

La columna és de secció quadrada de 25x25 cm. En la zona de la unió i a causa de la caixa que s'ha extret, està formada per les quatre parts restants a les cantonades, que tenen una secció de 8x8 cm.

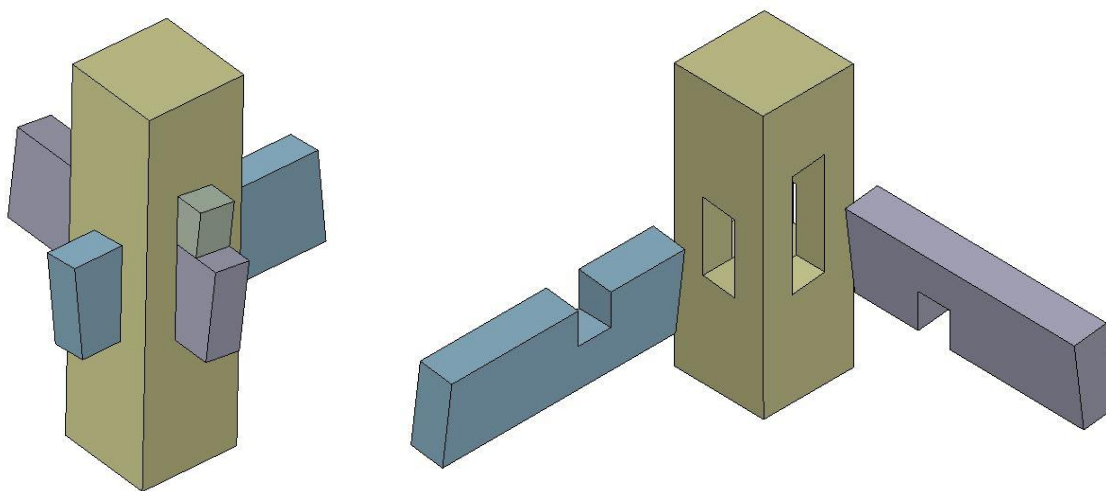


Figura 4.13 Encaix de mitjamossa amb caixa (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent, de la qual s'extreuen els esforços que posteriorment es comproven, escollint aquells més significatius:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{2P} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

- *Flexió simple*

Com que inicialment s'ha considerat que aquesta unió no és una articulació pura, es produeix un moment flector en la direcció principal Y i Z de la peça, encara que els valors per al moment flector Z són molt petits i es poden no considerar-se per al càlcul, per al que s'ha de comprovar per un esforç de flexió simple. En el cas que el moment flector en l'eix Z fos prou important i es considerés per al càlcul, s'hauria de comprovar per a un esforç de flexió esbiaixada.

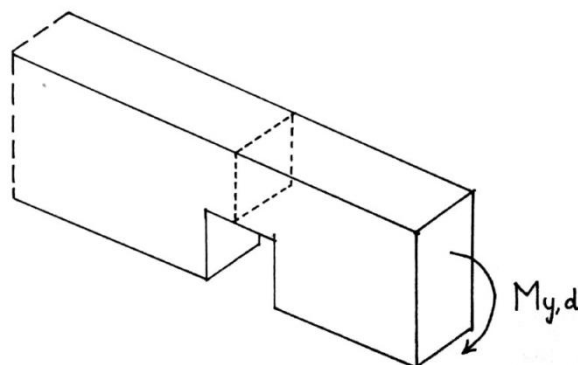


Figura 4.14 Zona sotmesa a flexió (Elaboració pròpia)

La superfície que està sotmesa a l'esforç de flexió és la part restant del rebaix, amb una superfície de 9x11 cm.

El moment flector és $M_y = -1.61$ kNm per tant, comprimirà les fibres inferiors i traccionarà les superiors.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{1.61 \cdot 10^6}{\frac{90 \cdot 110^2}{6}} = 8.87 \text{ N/mm}^2 \leq 13.8 \text{ N/mm}^2$$

El quocient entre la tensió i la resistència dóna informació sobre el grau d'esgotament de la secció. En aquest cas és del 64%.

- Tallant

En l'encaix a mitjamossa, el recolzament de la peça superior tindrà una reacció V_d que produeix un esforç tallant en ambdues peces però que és més desfavorable en la peça que té el rebaix en la part inferior i s'haurà de complir la següent expressió:

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

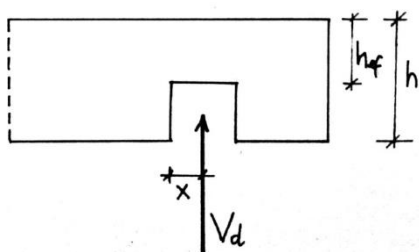


Figura 4.15 Tallant en el rebaix
(Elaboració pròpia)

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot 1.02 \cdot 10^3}{60.3 \cdot 110} = 0.23 \text{ N/mm}^2 \leq 0.65 \cdot 2.5 = 1.63 \text{ N/mm}^2$$

On:

$$b = 90 \text{ mm}; k_{cr} = 0.67 \text{ (fusta massissa)} \quad b_{ef} = b \cdot k_{cr} = 60.3 \text{ mm}$$

$k_v = 0.65$ depèn de la geometria (Figura 4.15);

$$k_n = 5 \text{ (fusta massissa)}$$

$$i = 0$$

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.5$$

$$x = 45 \text{ mm}$$

El grau d'esgotament de la secció a tallant és d'un 14%. El fet de tenir un rebaix en la zona del recolzament i, per tant, en la zona on es produeix el tallant, fa majorar l'esforç tallant amb un coeficient de 1.5 i per tenir aquest rebaix en la part inferior es minora la resistència, que depèn de la geometria de la peça i del rebaix efectuat, i en aquest cas un 65%.

- *Compressió perpendicular a la fibra*

La mateixa reacció que produeix l'esforç tallant també afecta amb un esforç de compressió perpendicular a la fibra en la zona de recolzament de la peça inferior i en la zona de contacte entre les dues peces. S'ha de complir la següent expressió:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

On $k_{c,90} = 1.5$ (per recolzaments aïllats en fusta massissa de coníferes)

L'àrea de contacte efectiva es determina a partir de la longitud de contacte real on es suma 30 mm per a cada costat (Figura 4.16).

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{1.02 \cdot 10^3}{90 \cdot (90 + 2 \cdot 30)} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq 1.5 \cdot 1.6 = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

En aquesta comprovació la tensió de càlcul es veu minorada degut a l'àrea de contacte efectiva que és superior a l'àrea de contacte real i la resistència de càlcul és majorada pel factor $k_{c,90}$, i conseqüentment, la relació entre la tensió i la resistència és molt baixa, amb un grau d'esgotament de la secció del 3%.

- *Compressió paral·lela a la fibra*

Pel que fa a la columna, té un rebaix per a cada cara que debilita la secció. Si s'analitza la zona d'unió, aquesta està suportada per quatre peces que resulten del rebaix i que es veuen afectades sobretot per la força axial que produeix un esforç de compressió paral·lel a les fibres que es reparteix entre les quatre peces. Aquest esforç augmenta degut al parell de forces originat pels moments flectors en l'eix Y i Z.

Les forces originades pels moments flectors, repartides entre les dues peces, són F_1 les degudes al moment flector en la direcció Y i F_2 les degudes al moment flector Z:

$$F_1' = (3.82 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2 / 250 \text{ mm}) / 2 = 7.64 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_2' = (0.15 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2 / 250 \text{ mm}) / 2 = 0.30 \cdot 10^3 \text{ N}$$

La força axial es reparteix uniformement entre les quatre peces:

$$N_d' = 11.53 \cdot 10^3 / 4 = 2.88 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Es comprova la peça més comprimida (superfície ombrejada a la Figura 4.17), que resulta de la suma de la força axial i els dos parells de forces actuant en sentit negatiu.

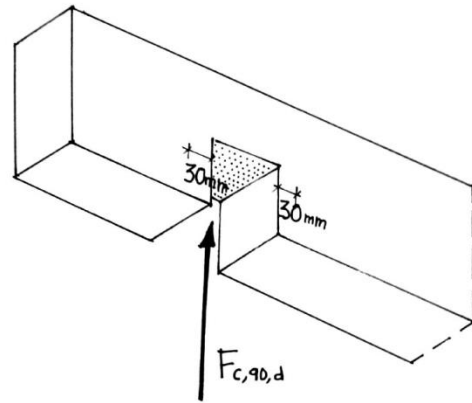


Figura 4.16 Zona sotmesa a compressió perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia)

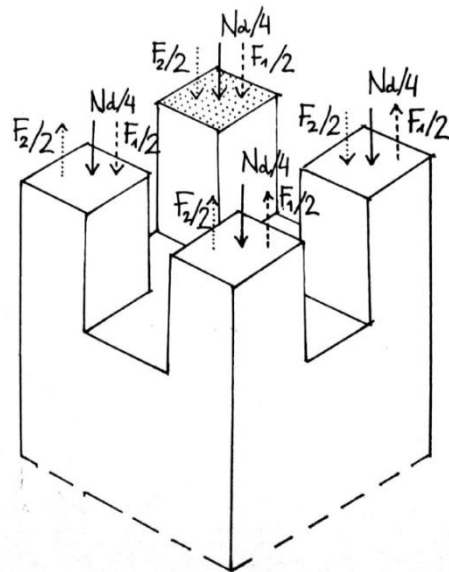


Figura 4.17 Zones sotmeses a compressió paral·lela a la fibra (Elaboració pròpia)

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d + F_{M,y,d} + F_{M,z,d}}{A_{ef}} = \frac{2.88 \cdot 10^3 + 7.64 \cdot 10^3 + 0.3 \cdot 10^3}{80 \cdot 80} = 1.69 \text{ N/mm}^2 \leq 13.2 \text{ N/mm}^2$$

El grau d'esgotament de la secció en aquest cas és de 13%. Encara que l'esforç axial no és particularment gran, els esforços deguts als moments flectors tenen molta influència i incrementen la tensió a compressió 4 vegades, en aquest cas.

Dels esforços estudiats en aquesta unió es pot veure que l'esforç que més afecta és el de flexió, que al seu torn, pot ser el que més difereixi de la realitat ja que no s'ha fet un estudi acurat del nivell d'articulació que tenen les unions. Si es comprova que aquesta unió funciona com a una articulació, el moment flector seria més petit i, per tant, el grau d'esgotament disminuiria considerablement.

4.6.2 Encaix de barbata passant

Aquesta unió consisteix en el recolzament de les biguetes de 4x6 cm a la biga de 9x9 cm amb un angle de 34°. En cada un dels recolzaments es realitza un rebaix a la biga de 2.14 cm en l'eix vertical i 3.15 cm en l'eix horitzontal. També hi ha una altra versió d'aquesta unió en la que el rebaix es realitza a la bigueta inclinada i tindria les mateixes dimensions que el rebaix a la biga però amb la forma negativa a aquest.

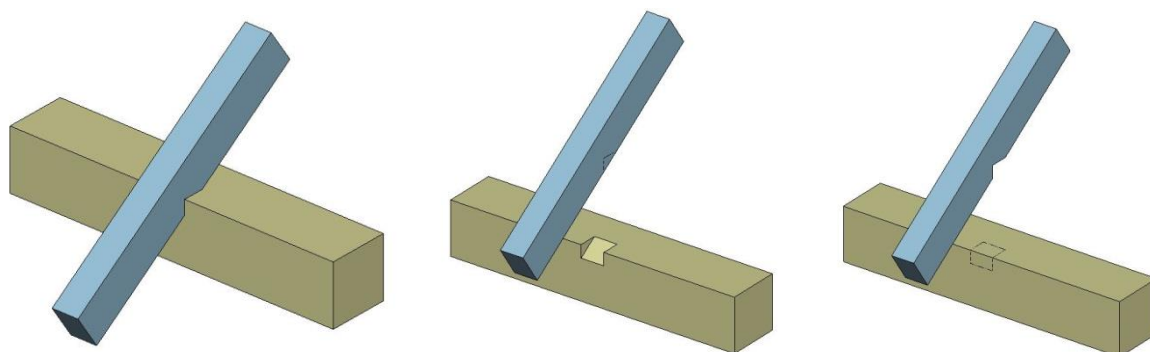


Figura 4.18 Encaix de barbata passant (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{1P} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

D'on s'han extret els esforços més significatius que es comproven a continuació, esforços de tallant i compressió, tant a la bigueta inclinada com a la biga.

- *Compressió inclinada a la fibra*

En el cas que el rebaix es realitzi a la bigueta, hi haurà un esforç de compressió obliqua a la zona del recolzament i s'ha de complir la següent expressió, on la resistència de càlcul a compressió inclinada a la fibra depèn de la resistència a compressió paral·lela i a compressió perpendicular:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{\frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

La resistència a compressió paral·lela s'ha de minorar per 0.8 mentre que la resistència a compressió perpendicular s'ha de multiplicar pel factor $k_{c,90}$ que considera la configuració de la unió i la possibilitat de clivelles. En el cas de recolzament en continu i per a fusta massissa de coníferes $k_{c,90} = 1.25$.

En la compressió perpendicular a la fibra s'ha de tenir en compte la longitud eficaç (Figura 4.19), que correspon a la suma de la longitud real i 30 mm per a cada costat de la zona de compressió. En aquest cas, l'esforç és de compressió inclinada però com que varia en funció de la compressió perpendicular, també s'ha de tenir en compte. Així doncs, el valor que afecta a la compressió inclinada és de $30 \cdot \sin \alpha$.

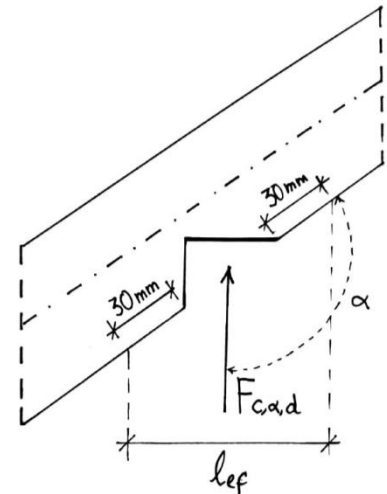


Figura 4.19 Zona sotmesa a compressió inclinada a la fibra (Elaboració pròpia)

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{0.27 \cdot 10^3}{(31.5 + 2 \cdot 30 \cdot \sin 124) \cdot 40} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.8 \cdot 13.2}{\frac{0.8 \cdot 13.2}{1.25 \cdot 1.6} \sin^2 124 + \cos^2 124} = 2.68 \text{ N/mm}^2$$

El grau d'esgotament de la secció és del 4% ja que la tensió de càlcul és petita perquè a més de ser tenir força de compressió inclinada petita, la longitud eficaç és més gran que la longitud real de contacte i, malgrat la resistència a compressió paral·lela és minorada, la resistència a compressió perpendicular es majora i finalment, la resistència a compressió inclinada es veu majorada.

- Tallant

El mateix recolzament produeix un esforç tallant sobre la bigueta, que segons si s'ha realitzat el rebaix a la bigueta o a la biga actuarà de forma diferent, ja que s'ha de tenir en compte el cantell útil.

En el cas que el rebaix s'hagi realitzat a la bigueta, s'utilitzarà la següent expressió, que té en compte les peces rebaixades.

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

$k_v = 5$ (fusta massissa)

$$i = 0$$

$$h = 107 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.8$$

$$x = 16 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot 0.27 \cdot 10^3}{0.67 \cdot 40 \cdot 86} = 0.18 \text{ N/mm}^2 \leq 0.98 \cdot 2.5 = 2.45 \text{ N/mm}^2$$

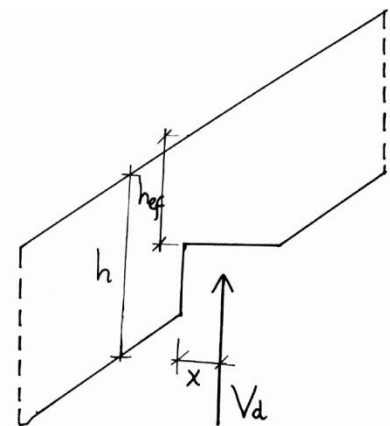


Figura 4.20 Zona sotmesa a tallant (Elaboració pròpia)

Per a l'altre cas, on el cantell de la bigueta no es veu afectat, s'utilitza la següent expressió.

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h} \leq f_{v,d}$$

$$\tau_d = \frac{0.27 \cdot 10^3}{0.67 \cdot 40 \cdot 107} = 0.09 \text{ N/mm}^2 \leq 2.5 \text{ N/mm}^2$$

Aquí es pot veure la diferència de tensions entre la peça rebaixada i la que no ho està. La tensió de càlcul a tallant es redueix a la meitat si la peça no està rebaixada però, a més, s'ha tenir en compte que la resistència no queda minorada com en el primer cas. Si es compara el grau d'esgotament de la secció en que el primer cas és d'un 7% i en el segon cas d'un 4%.

- *Compressió perpendicular a la fibra*

La biga rep un esforç de compressió perpendicular a la fibra degut al tallant que produeix el recolzament. Aquest esforç es produeix en els dos casos presentats, encara que en el primer cas hi hagi un tall inclinat a la biga, aquest és tangencial i les forces són igualment perpendiculars a la fibra.

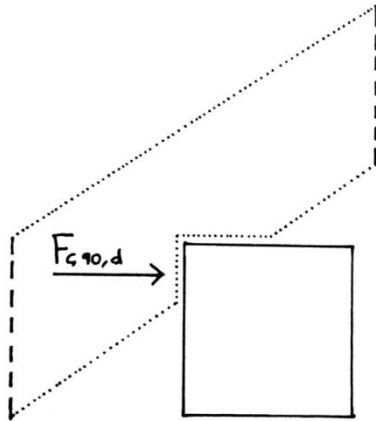


Figura 4.21 Biga sotmesa a compressió perpendicular en el cas 1 (Elaboració pròpia)

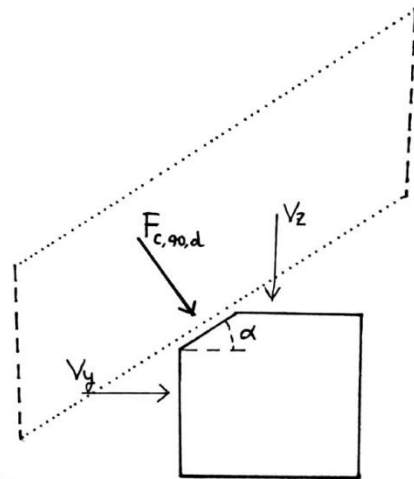


Figura 4.22 Biga sotmesa a compressió perpendicular en el cas 2 (Elaboració pròpia)

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$k_{c,90} = 1.25 \text{ (per a recolzaments continuats, si } l_1 > 2h \text{)}$$

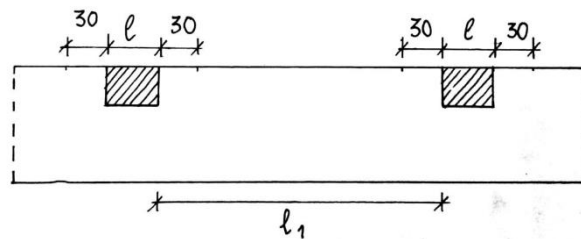


Figura 4.23 Zones de compressió en recolzaments continuats (Elaboració pròpia)

Per al cas on es realitza el rebaix a la bigueta, el tallant que produeix la compressió és més important en el sentit horitzontal:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{1.37 \cdot 10^3}{40 \cdot 21} = 1.63 \text{ N/mm}^2 \leq 1.25 \cdot 1.6 = 2 \text{ N/mm}^2$$

Per al segon cas, on el rebaix es produeix a la biga horitzontal, la força de compressió serà perpendicular a la superfície del rebaix i serà la resultant dels tallants en les dues direccions:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,90,d} &= \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{1.37 \cdot 10^3 \cdot \sin 34 + 0.96 \cdot 10^3 \cdot \cos 34}{40 \cdot 38} = 1.03 \text{ N/mm}^2 \leq 1.25 \cdot 1.6 \\ &= 2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

En el primer cas, el grau d'esgotament és del 82% mentre que en el segon és d'un 52%.

Els esforços que afecten a la bigueta són molt petits i els graus d'esgotament de les seccions tant per a compressió inclinada com a tallant són mínims. Però el que es pot observar és que aquesta unió funciona millor si el rebaix es realitza a la biga horitzontal. Tanmateix, s'ha de preveure que el rebaix a la bigueta aporta més estabilitat i depenent de com siguin els recolzaments al llarg de la bigueta pot ser convenient realitzar el rebaix per evitar el lliscament.

No s'han considerat els esforços a flexió perquè aquesta unió és pràcticament una articulació i les reaccions són properes a 0.

4.6.3 Encaix de caixa i metxa a compressió

La unió de caixa i metxa és molt habitual tant en encaixos com en empalmaments. El cas que s'estudia és un encaix en T on una barra vertical de 9x9 cm amb una metxa cega de 5x5 cm en planta i una profunditat de 4 cm es recolza sobre una biga inclinada 15° respecte l'horitzontal, amb una secció de 15x18cm, que li produeix un rebaix de les mateixes dimensions que la metxa. La part més dèbil és l'espiga que ha de suportar els embats horitzontals per travar la peça i impedir-ne el moviment respecte la biga horitzontal.

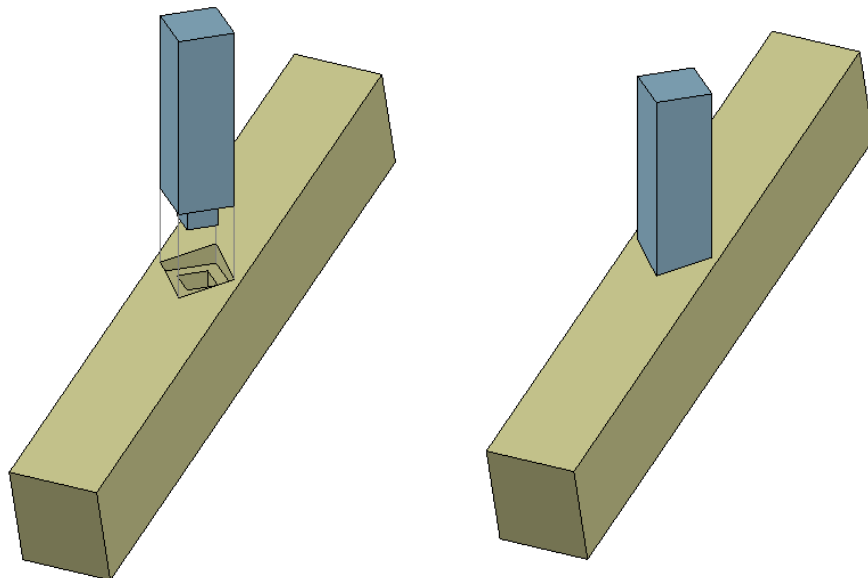


Figura 4.24 Encaix de caixa i metxa a compressió (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{2S} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

Els esforços que esdevenen més desfavorables són aquells deguts a les càrregues verticals, que provoquen una compressió a la barra vertical i a la zona de contacte de la biga inclinada.

- *Compressió paral·lela a la fibra*

En general es considera que les càrregues verticals es transmeten a la biga per la zona de contacte al voltant de la metxa, per tant, la base de la barra vertical (sense comptar la metxa) està sotmesa a un esforç de compressió paral·lel a la fibra.

No obstant, es pot considerar que si a l'hora de mecanitzar la unió, l'espiga resulta lleugerament més llarga que la caixa, la zona de contacte esdevindria la base de la metxa i, per tant, seria aquesta zona la que hauria de transmetre les càrregues a la biga. La principal desavantatge és que l'àrea de transmissió és més reduïda en aquest cas.

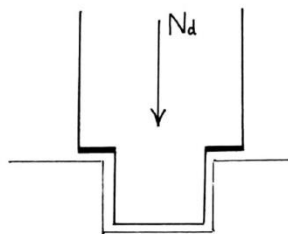


Figura 4.25 Zona de compressió paral·lela a la fibra en el cas 1 (Elaboració pròpia)

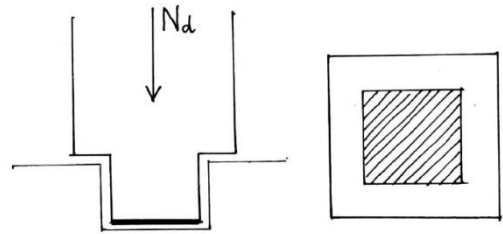


Figura 4.26 Zona de compressió paral·lela a la fibra en el cas 2 (Elaboració pròpia)

Per al primer cas plantejat, a més de l'esforç axial, la secció també està sotmesa a flexió en la direcció Y i Z, que provoca un parell de forces, que són:

$$F'_1 = M_{yd}/x = 0.08 \cdot 10^6/90 = 0.89 \cdot 10^3 N$$

$$F'_2 = M_{zd}/x = 0.07 \cdot 10^6/90 = 0.78 \cdot 10^3 N$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d + F'_1 + F'_2}{A_{ef}} = \frac{5.74 \cdot 10^3 + 0.89 \cdot 10^3 + 0.78 \cdot 10^3}{90 \cdot 90 - 50 \cdot 50} = 1.32 N/mm^2 \leq 13.2 N/mm^2$$

En el cas que les càrregues siguin transmeses únicament per la metxa:

$$F'_1 = M_{yd}/x = 0.08 \cdot 10^6/50 = 1.6 \cdot 10^3 N$$

$$F'_2 = M_{zd}/x = 0.07 \cdot 10^6/50 = 1.4 \cdot 10^3 N$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{5.74 \cdot 10^3 + 1.6 \cdot 10^3 + 1.4 \cdot 10^3}{50 \cdot 50} = 3.50 N/mm^2 \leq 13.2 N/mm^2$$

En el primer cas, que seria el més comú, el grau d'esgotament és del 10% i en el segon d'un 26%. Malgrat les càrregues no són grans en relació amb la capacitat de la secció i el grau

d'esgotament és petit, es pot veure que les tensions augmenten significativament quan és la metxa la que ha de suportar els esforços de compressió.

- *Compressió inclinada a la fibra*

El recolzament del peu dret a la biga provoca que aquesta estigui sotmesa a un esforç de compressió en la superfície del rebaix, estant aquesta superfície inclinada respecte la direcció de les fibres, per tant, la compressió és inclinada i s'ha de complir:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{\frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

On:

$k_{c,90} = 1.5$ (per recolzaments aïllats amb fusta massissa)

$\alpha = 75^\circ$

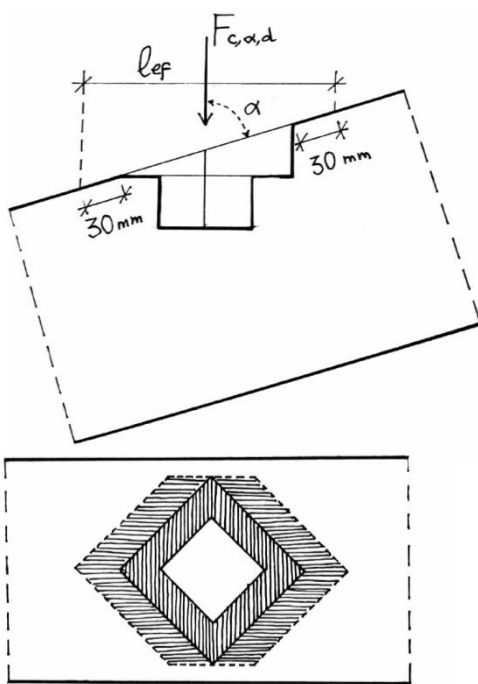


Figura 4.27 Zona de compressió inclinada a la fibra en el cas 1 (Elaboració pròpia)

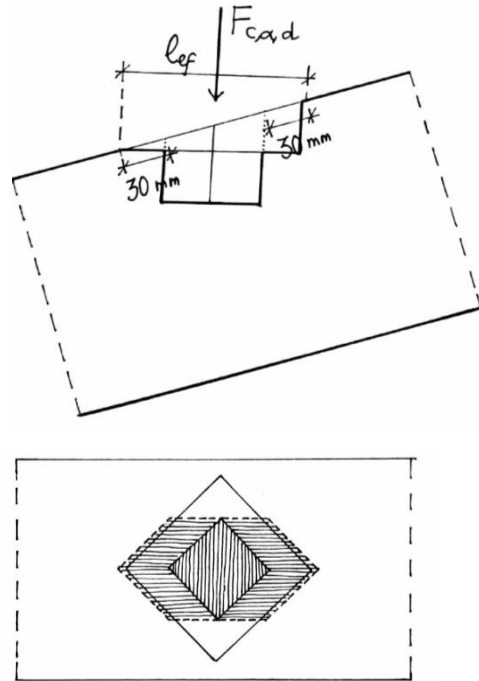


Figura 4.28 Zona de compressió inclinada a la fibra en el cas 2 (Elaboració pròpia)

Per al primer cas, la zona de contacte és de 90x90mm sense l'interior de 50x50mm, al que se li ha de sumar $30 \cdot \sin \alpha$ per als dos costats de la zona de contacte (Figura 4.27)

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90d}}{A_{ef}} = \frac{7.47 \cdot 10^3}{11.13 \cdot 10^3} = 0.67 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.8 \cdot 13.2}{\frac{0.8 \cdot 13.2}{1.25 \cdot 1.6} \sin^2 75 + \cos^2 75} = 2.11 \text{ N/mm}^2$$

En el segon cas, en que la metxa és la que transmet les càrregues, seria l'interior de la caixa la zona comprimida (Figura 4.28):

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90d}}{A_{ef}} = \frac{7.47 \cdot 10^3}{6.59 \cdot 10^3} = 1.13 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.8 \cdot 13.2}{\frac{0.8 \cdot 13.2}{1.25 \cdot 1.6} \sin^2 75 + \cos^2 75} = 2.11 \text{ N/mm}^2$$

En el primer cas el grau d'esgotament és del 32% i quan la superfície de la caixa és la que ha de rebre els esforços el grau d'esgotament augmenta fins al 53%.

En aquesta unió la metxa s'utilitza com a trava per evitar el moviment de la unió. Una mala execució de la unió que obligui a la metxa a transmetre els esforços augmentaria la tensió un 60%.

4.6.4 Encaix de caixa i metxa a tracció

Un altre encaix habitual de caixa i metxa és en el que la metxa es disposa en horitzontal. A diferència de la unió anterior, la metxa té el mateix cantell que el total de la barra. En les unions en què la metxa té un cantell menor estarà més afectada pels esforços tallants.

Tant la barra horitzontal com la vertical tenen una secció de 9x9 cm. La metxa té 4.5 cm d'ample i, per tant, la caixa realitzada a l'altra peça és de 9x4.5 cm. Aquesta és una metxa passant, que es falca amb un dau de fusta que travessa la metxa transversalment.

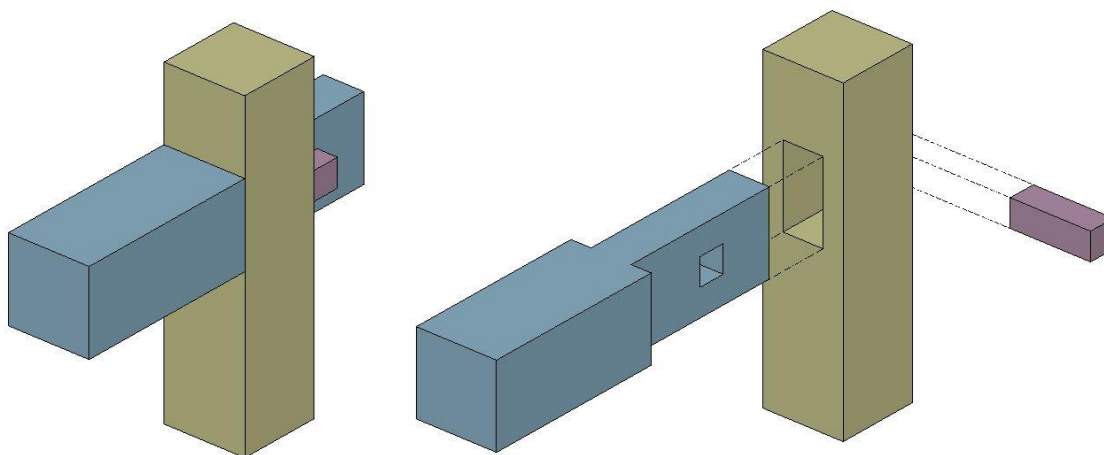


Figura 4.29 Encaix de caixa i metxa a tracció (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{IP} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

- *Tallant*

Les càrregues verticals provoquen un esforç tallant a l'espiga, que és la part amb menys secció de l'element horitzontal. Encara que el cantell no varia, la base s'estreny per entrar a la caixa. Malgrat tenir un canvi de secció aquest no és en la direcció de la força i, per tant, s'utilitza l'expressió general que ha de complir qualsevol peça a tallant:

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_{ef} \cdot h} = \frac{0.23 \cdot 10^3}{0.67 \cdot 45 \cdot 90} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq 2.5 \text{ N/mm}^2$$

$$b_{ef} = b \cdot k_{cr}; \quad k_{cr} = 0.67 \text{ (per a fusta massissa)}$$

A diferència de les altres unions sotmeses a esforç tallant que s'han comprovat en aquest apartat, aquesta té un rebaix en la direcció perpendicular a la força i, per tant, no s'utilitza l'expressió per a peces rebaixades sotmeses a tallant. Per això, la resistència no és minorada ni el tallant és majorat i el grau d'esgotament de la secció és molt petit.

- *Compressió perpendicular a la fibra*

La mateixa força que en l'apartat anterior produeix un esforç de tallant, en el recolzament de l'espiga provoca un esforç de compressió perpendicular a la fibra, en que la longitud real serà la longitud de recolzament amb la caixa i per a aconseguir la longitud eficaç s'haurà de sumar 30 mm per a cada costat (Figura 4.30). S'ha de complir:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} = \frac{0.23 \cdot 10^3}{45 \cdot (90 + 2 \cdot 30)} = 0.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 1.5 \cdot 1.6 = 2.4 \text{ N/mm}^2$$

$k_{c,90} = 1.5$ (per a recolzaments aïllats en fusta massissa)

- *Tracció paral·lela a la fibra*

El passador de fusta impedeix el moviment horitzontal de la unió i, per tant, permet que pugui treballar a tracció. La superfície que haurà de resistir l'esforç a tracció és la superfície útil en la zona del forat (Figura 4.31).

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{0.12 \cdot 10^3}{2 \cdot (45 \cdot 30)} = 0.04 \text{ N/mm}^2 \leq 8.3 \text{ N/mm}^2$$

Els esforços en aquesta unió són molt reduïts i compleixen amb escreix la condició de tensió màxima respecte la resistència. Tot i així, dels resultats obtinguts es pot extreure que el grau d'esgotament de la secció és més desfavorable en l'esforç tallant, encara que el rebaix en el recolzament no sigui a la direcció del tallant.

Si es considera que aquesta unió té un grau de rigidesa elevat presentarà moments flectors que sotmetran a la peça horitzontal a esforços a flexió en l'eix principal. En aquest cas, els moments flectors són molt propers a 0 i no s'han considerat per al càlcul.

4.6.5 Encaix doble de barbeta i rebaix

Aquesta unió és una variació de l'encaix de barbeta i rebaix. A diferència de la unió original, en aquest encaix hi ha dues barres horitzontals de 15x15 cm que arriben a la biga rebaixada de 18x15 cm que forma un angle de 15° amb el pla horitzontal.

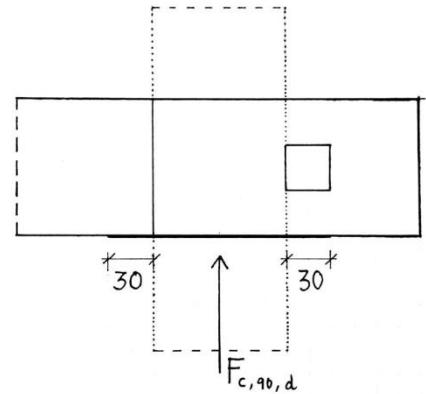


Figura 4.30 Zona de compressió perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia)

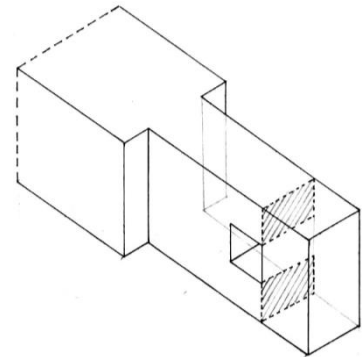


Figura 4.31 Zona de tracció paral·lela a la fibra (Elaboració pròpia)

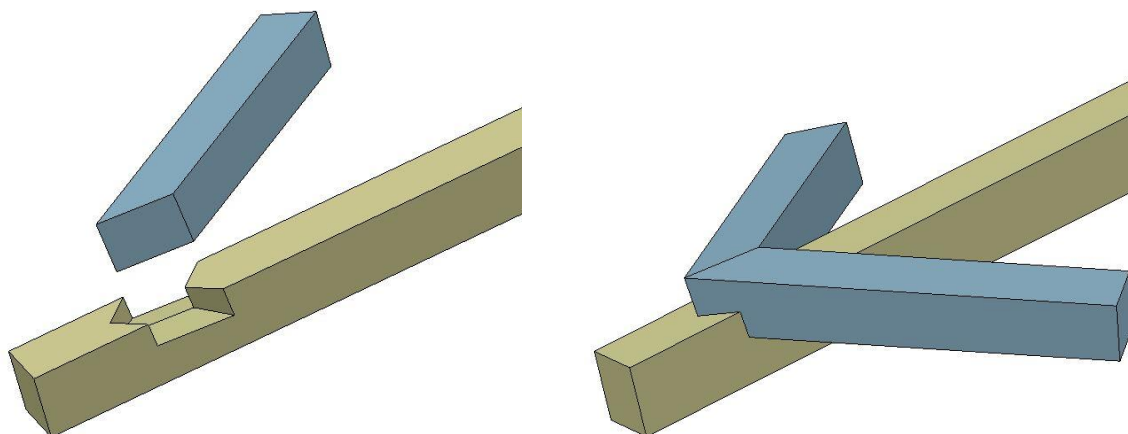


Figura 4.32 Encaix doble de barbeta i rebaix (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{2S} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

Dels esforços que s'extreuen es comprova principalment els que arriben a la superfície del banyot, que és la zona més compromesa degut a la superfície reduïda.

- *Compressió inclinada a la fibra*

La força axial de la biga horitzontal es transmet a la biga inclinada a través de la superfície del banyot (Figura 4.33), que pateix un esforç de compressió obliqua a la fibra. Encara que el valor no sigui particularment gran, la superfície de contacte és petita.

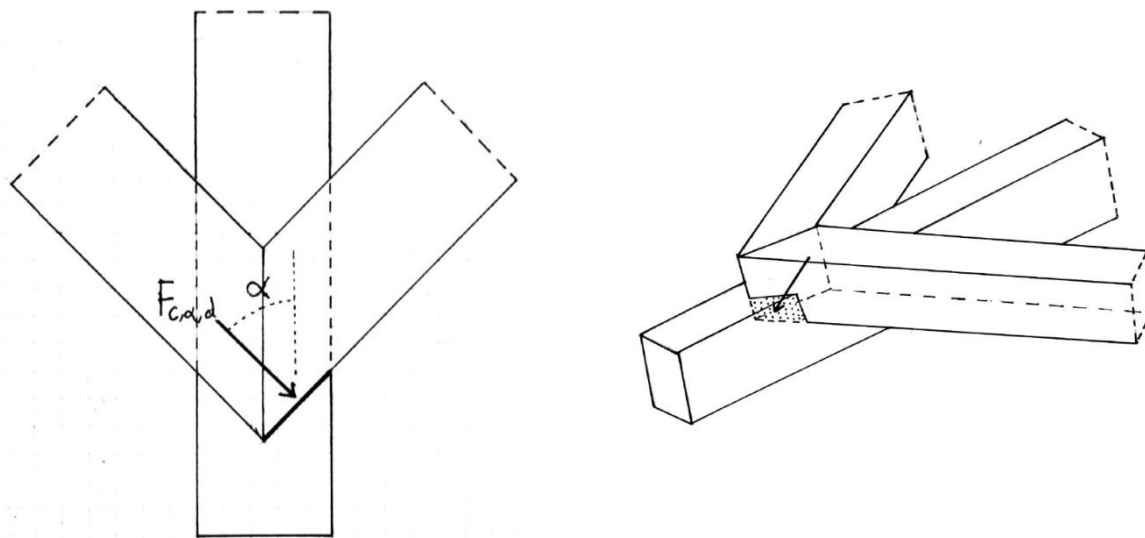


Figura 4.33 Zona del banyot sotmesa a compressió inclinada a la fibra (Elaboració pròpia)

En les peces sotmeses a compressió obliqua i que es troben formant un angle, el valor de càlcul de la resistència a compressió paral·lela s'ha de reduir per 0.8. Per tant, l'expressió que s'ha de complir és:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{\frac{0.8 \cdot f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{0.41 \cdot 10^3}{60 \cdot 104.5} = 0.07 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.8 \cdot 13.2}{\frac{0.8 \cdot 13.2}{1.6} \sin^2 45 + \cos^2 45} = 2.77 \text{ N/mm}^2$$

A més, les dues bigues que arriben al rebaix estaran comprimides però com que la trobada entre elles es produeix en angle, la superfície de contacte entre les dues bigues presenta un esforç de compressió obliqua a la fibra i també hi ha una minoració de la resistència a compressió paral·lela.

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{1.27 \cdot 10^3}{208.5 \cdot 155} = 0.04 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0.8 \cdot 13.2}{\frac{0.8 \cdot 13.2}{1.6} \sin^2 45 + \cos^2 45} = 2.77 \text{ N/mm}^2$$

- *Tallant*

El recolzament de les bigues provoca un esforç tallant al rebaix realitzat a la biga inclinada.

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d}{b_{ef} \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

$$k_v = 0.49$$

$$k_n = 5 \text{ (fusta massissa)}$$

$$i = 0$$

$$h = 180 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.72$$

$$x = 75 \text{ mm}$$

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot 0.62 \cdot 10^3}{0.67 \cdot 150 \cdot 130} = 0.07 \text{ N/mm}^2 \leq 0.49 \cdot 2.5 = 1.27 \text{ N/mm}^2$$

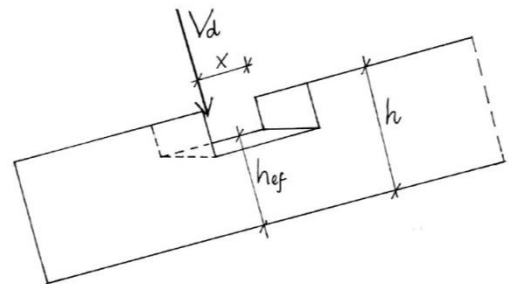


Figura 4.34 Zona sotmesa a tallant
(Elaboració pròpia)

El valor del tallant de càlcul és petit i la tensió és molt inferior a la resistència de càlcul però és important destacar que per la geometria del rebaix, la resistència s'ha minorat un 50%.

- *Flexió esbiaixada*

La mateixa força axial que es transmet al banyot, provoca un moment degut a l'excentricitat i que se suma al moment flector que té. Els moments flectors actuen en les dues direccions, Y i Z, i les tensions de càlcul a flexió són:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{yd} + F' \cdot e}{W_y} = \frac{0.32 \cdot 10^6 + 0.41 \cdot 10^3 \cdot 90}{\frac{104.5 \cdot 60^2}{6}} = 5.69 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{zd}}{W_y} = \frac{0.21 \cdot 10^6}{\frac{60 \cdot 104.5^2}{6}} = 1.92 \text{ N/mm}^2$$

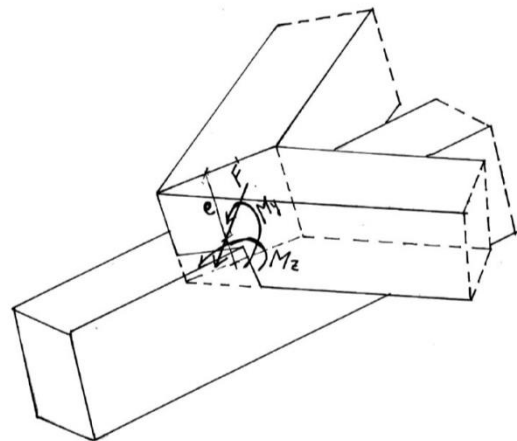


Figura 4.35 Zona sotmesa a flexió
(Elaboració pròpia)

S'han de complir les dues condicions següents:

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 ; \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

on $k_m = 0.7$ (per a seccions rectangulars de fusta massissa)

$$0.7 \frac{5.69}{13.8} + \frac{1.92}{13.8} = 0.43 \leq 1 ; \quad \frac{5.69}{13.8} + 0.7 \frac{1.92}{13.8} = 0.52 \leq 1$$

L'esforç més important és el de flexió amb un grau d'esgotament de fins el 52%, mentre que en les altres comprovacions realitzades el grau d'esgotament no arriba al 10%.

4.6.6 Empalmament de llengüeta amb cudornella

Un dels empalmaments que hi ha és troba a una de les quatre columnes principals, a 1.22 m d'alçada i té una longitud de 58 cm. Consisteix en una combinació de diferents empalmaments, que es pot resumir com un empalmament amb llengüeta de cudornella a 45° on a l'extrem hi ha una metxa en L, de 3 cm d'espessor que s'introdueix a la caixa amb la mateixa forma situada a l'inici de la llengüeta. La cudornella té una profunditat de 1.5 cm i una amplada de 9 cm en la cara més ampla i de 8 cm a l'interior.

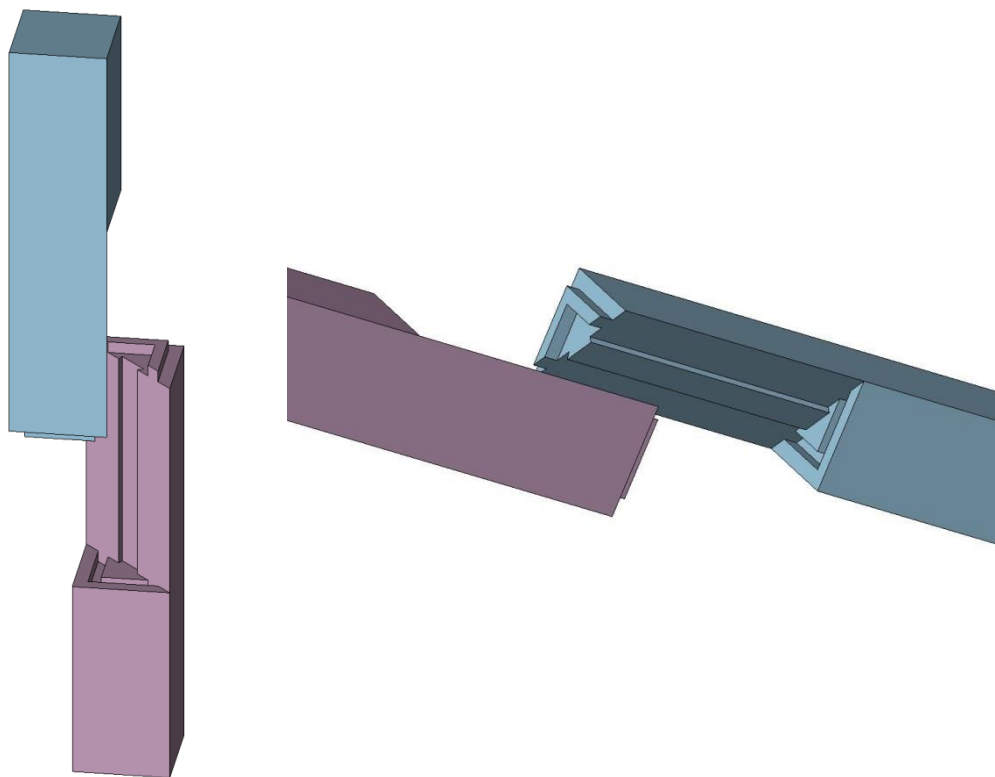


Figura 4.36 Empalmament de llengüeta amb cudornella (Elaboració pròpia)

La situació més desfavorable que s'ha considerat per aquesta unió es correspon a l'expressió següent:

$$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM + 1.5 \cdot V_{2S} + 0.5 \cdot 1.5 \cdot N$$

Els esforços que es deriven d'aquesta expressió destaquen els que afecten a la secció de contacte entre les dues peces, per compressió i flexió, i la força transversal que tracciona la secció de la cudornella.

- *Compressió paral·lela a la fibra*

Aquesta unió està dissenyada per tal que les càrregues verticals es transmetin a través de la superfície triangular, sense considerar la metxa, deixant aquesta només la funció de travar l'empalmament i evitar moviments transversals.

Si es considera que la unió està ben executada i actua en condicions normals, la superfície de contacte serà (Figura 4.37):

$$A/2 = \frac{250 \cdot 250 - (180 \cdot 180 - 120 \cdot 120)}{2} = 22.25 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

Si es considera que la metxa és més llarga i, per tant, és aquesta la que ha de transmetre les càrregues, la superfície de contacte serà (Figura 4.38):

$$A/2 = \frac{180 \cdot 180 - 120 \cdot 120}{2} = 18 \cdot 10^3 \text{ mm}$$

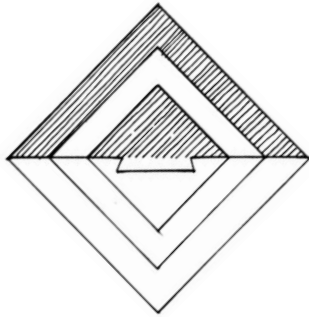


Figura 4.37 Zona de compressió paral·lela a la fibra al cas 1 (Elaboració pròpia)

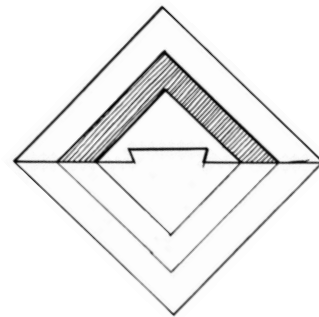


Figura 4.38 Zona de compressió paral·lela a la fibra al cas 2 (Elaboració pròpia)

Com que aquesta unió és un empalmament, la resistència s'ha de minorar:

$$\sigma_{c,0,d} \leq 0.8 \cdot f_{c,0,d}$$

Es considera que la força axial es reparteix uniformement entre les dues espigues, és a dir, que la meitat de la càrrega està suportada per l'espiga inferior i l'altra meitat, per l'espiga superior.

Tenint en compte la superfície de l'extrem de la llengüeta:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{\frac{20.18 \cdot 10^3}{2}}{22.25 \cdot 10^3} = 0.45 \text{ N/mm}^2 \leq 0.8 \cdot 13.2 = 10.56 \text{ N/mm}^2$$

I tenint en compte únicament la superfície de l'espiga:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} = \frac{\frac{20.18 \cdot 10^3}{2}}{18 \cdot 10^3} = 0.56 \text{ N/mm}^2 \leq 0.8 \cdot 13.2 = 10.56 \text{ N/mm}^2$$

Encara que la superfície de l'espiga és inferior, no s'aprecia gaire diferència, sobretot si es compara amb la resistència, que és molt superior. Els valors per al grau d'esgotament de la secció a compressió paral·lela són del 4% i 5% respectivament.

- *Flexió i compressió axial combinades*

La secció útil (Figura 4.39) està girada 45° respecte els eixos locals de la barra. Degut al moment flector Y i Z i a la compressió l'extrem del triangle és el que està més comprimit, per tant, és aquest el que es comprova:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1; \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

on $k_m = 1$ (per a seccions no rectangulars)

La tensió a compressió paral·lela s'ha calculat a l'apartat anterior i les tensions a flexió són les següents:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{I_y} \cdot z_{max} = \frac{0.80 \cdot 10^6}{250^4/36} \cdot 83 = 0.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{I_z} \cdot y_{max} = \frac{0.34 \cdot 10^6}{250^4/36} \cdot 83 = 0.26 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{0.45}{13.2}\right)^2 + \frac{0.61}{13.8} + \frac{0.26}{13.8} = 0.06 \leq 1$$

Encara que en aquest apartat s'ha volgut tenir en compte l'efecte de la força axial, tal com indica l'expressió del CTE DB SE-M, en aquest cas la contribució de la compressió axial no té pràcticament cap incidència i les tensions de càlcul a flexió són baixes en relació amb la resistència a flexió.

- *Tracció perpendicular a la fibra*

La unió de cudornella es caracteritza per poder treballar a tracció. La forma trapezoidal trava les peces evitant el moviment transversal. En aquest empalmament s'utilitza la cudornella al llarg de la unió, és a dir, que l'esforç que pateix és el de tracció perpendicular a la fibra.

Com que la unió forma un angle de 45° amb les direccions Y i Z de la peça, la càrrega a tracció perpendicular serà:

$$F_{t,90,d} = \sqrt{V_y^2 + V_z^2} = \sqrt{(3.54 \cdot 10^3)^2 + (1.79 \cdot 10^3)^2} \\ = 3.96 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{F_{t,90,d}}{A_{ef}} = \frac{3.96 \cdot 10^3}{80 \cdot 580} = 0.08 \text{ N/mm}^2 \leq 0.3 \text{ N/mm}^2$$

La resistència a tracció perpendicular és molt baixa, degut a la poca cohesió de les fibres i en general s'han d'evitar les sol·licitacions en aquest sentit. Malgrat això, la longitud d'empalmament és molt llarga, de 58 cm, i la superfície prou gran per suportar aquests esforços. El grau d'esgotament és del 20%, el major en les comprovacions realitzades per a aquesta unió.

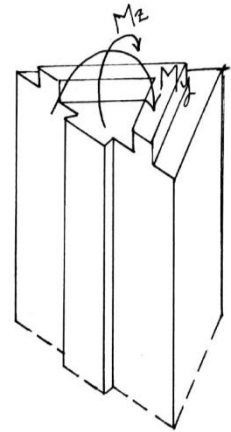


Figura 4.39 Zona sotmesa a flexió (Elaboració pròpia)

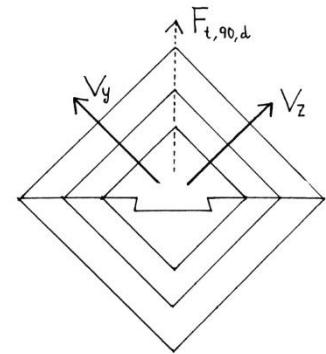


Figura 4.40 Secció sotmesa a tracció perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia)

5 Conclusions

5.1 Relatives a l'edifici

Amb resultats que s'han obtingut del càlcul de l'edifici s'extreu que els esforços resultants són molt reduïts i l'edifici compleix, en general, amb escreix les comprovacions efectuades. Per tant, es pot concloure que l'edifici està sobredimensionat per a les càrregues que s'han considerat.

Un dels motius més probables és que no s'ha considerat el sisme o els tifons, que són fenòmens comuns al Japó, ja que segons la normativa espanyola es considera que aquest edifici és d'importància moderada i no s'aplica la norma sismorresistent. Com que els tifons no ocorren a Europa no hi ha cap normativa espanyola que els reculli al càlcul.

5.2 Relatives a les unions

Encara que les unions tradicionals tenen certs avantatges davant els altres tipus d'unions tenen una clara limitació en el comportament estructural.

Amb els resultats obtinguts en l'apartat "4.6 Estudi de les unions" es pot observar que les peces rebaixades sotmeses a tallant tenen una reducció poden tenir una reducció molt important de la seva resistència, segons com sigui la geometria del rebaix. Pel que fa a les peces sotmeses a flexió, tot i que aquestes unions tenen un grau de rigidesa baix, generen uns moments flectors i, en la majoria de casos, la flexió és l'esforç més desfavorable, encara que la resistència a sigui més alta que en la resta d'esforços.

Les resistències en la direcció perpendicular a la fibra són molt menors que en la direcció paral·lela i és per això que en general s'ha d'evitar que les peces treballin en aquest sentit, en especial a tracció perpendicular. Com s'ha pogut veure, en els encaixos és molt comú trobar esforços de compressió perpendicular o inclinada a les fibres ja que la majoria d'unions fusteres estan pensades per treballar a compressió i els encaixos consisteixen en la unió en angle de dues peces, per tant, una de les peces estarà comprimida axialment i l'altra peça tindrà una compressió a la zona de contacte i perpendicular o inclinada a les fibres. Encara que sigui complicat evitar aquest esforç, s'ha de tenir en compte que és més desfavorable quan hi ha dues zones de compressió properes.

Pel que fa a la realització d'aquest treball, una de les dificultats trobades per a fer el càlcul ha sigut determinar el grau d'articulació de les unions, que finalment s'ha determinat de forma molt inexacte perquè no s'ha seguit cap metodologia establerta ni s'han trobat estudis realitzats en aquest camp. És per això que seria molt interessant trobar estudis experimentals o teòrics que permetessin concretar la rigidesa dels diferents tipus d'unions.

6 Bibliografia

- Documents textuais:

- [1] Argüelles, R., Arriaga, F., et al. (2013), *Estructuras de madera. Bases de cálculo*. AITIM. Madrid.
- [2] Argüelles, R., Arriaga, F., et al. (2015), *Estructuras de madera. Uniones*. AITIM. Madrid.
- [3] Argüelles, R. (2010), *Uniones: un reto para construir con madera*. Real Academia de Ingeniería. Madrid.
- [4] Bosch, X. (2011), *Estudio de Nudos Rígidos en Estructuras de Madera Laminada*. Treball Final de Grau. EPSEB, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), 2011.
- [5] Cassinello, F. (1973), *Construcción: carpintería*. Rueda. Madrid.
- [6] García, J., De la Peña, E. (2001), *Breve historia de la madera en la construcción (I): de la Prehistoria a Grecia*. Boletín de información técnica nº 211, AITIM, maig/juny, 2001.
- [7] García, J., De la Peña, E. (2001), *Breve historia de la madera en la construcción (II): de la Roma a la Baja Edad Media*. Boletín de información técnica nº 212, AITIM, juliol/agost, 2001.
- [8] García, J., De la Peña, E. (2002), *Breve historia de la madera en la construcción (III): de la construcción oriental al siglo XIX*. Boletín de información técnica nº 215, AITIM, gener/febrer, 2002.
- [9] García, J., De la Peña, E. (2003), *Breve historia de la madera en la construcción (IV): el retorno de la madera como elemento estructural en la arquitectura*. Boletín de información técnica nº 224, AITIM, juliol/agost, 2003.
- [10] García, G. (2009), *Origen y evolución de la cercha*. Treball Final de Màster. Universidad Politécnica de Madrid (UPM), 2009.
- [11] Gerner, M. (1995), *Les Assemblages des ossatures en charpentes en bois*. Eyrolles. Paris.
- [12] Graubner, W. (1991), *Ensamblés de madera: soluciones japonesas y europeas*. Ceac. Barcelona
- [13] Hayward, C. H. (1988), *Uniones y ensambles de la madera*. Ceac. Barcelona.
- [14] Natterer, J., Winter, W. (1988), *El futuro de la construcción en madera, en Europa. Entre tradición e industrialización, y entre técnica y arquitectura*. Informes de la Construcción, Vol. 39, nº 393, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, gener/febrer, 1988.

- [15] Soriano, D. (2015), *Diseño y construcción de una fresadora de control numérico*. Treball final de grau ETSEIB, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), 2015.
- [16] Sumiyoshi, T., Matsui, G. (1991). *Wood joints in Classical Japanese Architecture*. Kajima Institute Publishing Co. Ltd.
- [17] Turnbull, S. (2005), *Japanese Fortified Temples and Monasteries AD 710-1602*. Osprey Publishing Ltd.
- [18] Xinian, F. (2003), *Chinese Architecture*. Yale University Press.
- [19] Yokoyama, M., Gril, J., Matsuo, M., Yano, H., Sugiyama, J., et al. (2010), *Mechanical characteristics of aged Hinoki wood from Japanese historical buildings*. Comptes Rendus Physique, Elsevier Masson,.601-611.
- [20] Zwerger, K. (2011), *Wood and Wood Joints. Building Traditions of Europe, Japan and China*. Birkhäuser, Basilea.
- [21] Autor n/d (1996), *Casas de troncos (II): las casas de troncos en bruto*. Boletín de información técnica nº 180, ALTIM, març/abril, 1996.
- Recursos electrònics:
- [22] Basart, P., Pujolàs, P. *Diccionari de fusteria* [en línia]. Barcelona: TERMCAT, Centre de Terminologia, cop. 2014. Disponible a:
<http://www.termcat.cat/ca/Diccionaris/En_Linia/188/>
- [23] *Baka Pygmies. Cameroon* [en línia]. Institute of Nomadic Architecture (IoNA). [Consulta: 15 setembre 2018]. Disponible a:
<<http://www.nomads.org/baka.html>>
- [24] *Inuit Tupiq. Canada* [en línia]. Institute of Nomadic Architecture (IoNA). [Consulta: 15 setembre 2018]. Disponible a:
<<http://www.nomads.org/inuit.html>>
- [25] *The North American Tipi (tepee, teepee)* [en línia]. Institute of Nomadic Architecture (IoNA). [Consulta: 15 setembre 2018]. Disponible a:
<<http://www.nomads.org/tipi.html>>
- [26] *Shourou*. [en línia]. Japanese Architecture and Art Net Users System (JAANUS). [Consulta: 20 agost 2018]. Disponible a:
<<http://www.aisf.or.jp/~jaanus/deta/s/shourou.htm>>
- [27] *Chamaecyparis obtuse* [en línia]. The IUCN Red List of Threatened Species. Disponible a:

<<http://www.iucnredlist.org/details/42212/0>>

[28] Navarrete, E. *Elaboración Hipótesis Volumétrica sobre Casa de los Trabajos de Hércules* [en línea]. Infografía y Patrimonio. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Granada. [Consulta: 15 setembre 2018]. Disponible a:

<<http://ipat2015emilianavarreteruiz.blogspot.com/2015/05/>>

- Normativa:

[29] *Código Técnico de la Edificación (CTE) Documento Básico de Seguridad estructural*. [en línea]. Madrid, 2006. Disponible a:

<<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE.pdf>>

[30] *Código Técnico de la Edificación (CTE) Documento Básico de Seguridad estructural. Acciones en la edificación*. [en línea]. Madrid, 2006. Disponible a:

<<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-AE.pdf>>

[31] *Código Técnico de la Edificación (CTE) Documento Básico de Seguridad estructural. Madera*. [en línea]. Madrid, 2006. Disponible a:

<<https://www.codigotecnico.org/images/stories/pdf/seguridadEstructural/DBSE-M.pdf>>

[32] *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)*. [en línea]. Madrid: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de Fomento, 2002. Disponible a:

<<http://www.fomento.gob.es/MFOM.CP.Web/handlers/pdfhandler.ashx?idpub=BN0222>>

Índex de figures i taules

Figura 2.1. Direccions principals de la fusta. (Elaboració pròpia)	7
Figura 2.2. Peça sotmesa a tracció paral·lela a la fibra. (Elaboració pròpia)	8
Figura 2.3. Peça sotmesa a compressió paral·lela a la fibra. (Elaboració pròpia)	8
Figura 2.4. Peça sotmesa a tracció perpendicular a la fibra. (Elaboració pròpia)	9
Figura 2.5. Peça sotmesa a compressió perpendicular a la fibra. (Elaboració pròpia)	9
Figura 2.6. Peça sotmesa a flexió. (Elaboració pròpia)	9
Figura 2.7. Tensió tangencial de cisallament. (Elaboració pròpia)	10
Figura 2.8. Tensió tangencial de lliscament. (Elaboració pròpia)	10
Figura 2.9. Tensió tangencial de rodament. (Elaboració pròpia)	10
Figura 2.10. Defectes de la fusta. (Elaboració pròpia)	12
Figura 3.1. Cabanyes bambutis. (IoNA, [23])	13
Figura 3.2. Tupiq. (IoNA, [24])	13
Figura 3.3. Tipi. (IoNA, [25])	13
Figura 3.4. Construcció amb troncs a Suïssa. (Zwerger, [20])	14
Figura 3.5. Magatzem de gra a Augusta Verbonia, Antiga Roma. (Navarrete, [25])	15
Figura 3.6. Pont de Cismó. (García, [10])	15
Figura 3.7. Connectors d'anell. (Argüelles, [3])	15
Figura 3.8. Biguetes amb encaix de cudornella realitzada amb CNC (Argüelles, [3])	16
Figura 3.9. Unió realitzada amb claus (Argüelles, [3])	17
Figura 3.10. Unió realitzada amb passadors (Argüelles, [3])	17
Figura 3.11. Unió realitzada amb tirafons de doble rosca (Argüelles, [3])	17
Figura 3.12. Unió realitzada amb placa clau (Argüelles, [3])	18
Figura 3.13. Unió realitzada amb placa (Argüelles, [3])	18
Figura 3.14. Connector dentat (Argüelles, [3])	18
Figura 3.15. Unions rígides encolades (Bosch, [4])	18
Figura 3.16. Encaix a mitjamossa (Graubner, [12])	19
Figura 3.17. Encaix amb caixa a testa oculta (Cassinello, [5])	19
Figura 3.18. Encaix amb caixa en creu (Cassinello, [5])	19
Figura 3.19. Estructura de coberta resolta amb encaixos a mitjamossa (Cassinello, [5])	19
Figura 3.20. Encaix amb metxa vertical i caixa cega (Graubner, [12])	20
Figura 3.21. Encaix amb metxa horitzontal i caixa cega (Graubner, [12])	20
Figura 3.22. Diferents variacions de l'encaix de trau i metxa passant (Cassinello, [5])	20
Figura 3.23. Peu dret realitzat amb l'encaix de trau i metxa (Cassinello, [5])	20

Figura 3.24. Encaix de forquilla simple i múltiple de cantonada (TERMCAT, [22])	21
Figura 3.25. Encaix de forquilla simple passant (Graubner, [12])	21
Figura 3.26. Encaix de forquilla en columna (Gerner, [11])	21
Figura 3.27. Encaix de caixa amb cudornella passada (TERMCAT, [22])	21
Figura 3.28. Encaix de caixa amb cudornella cega (Graubner, [12])	21
Figura 3.29. Encaix amb cudornella en encavallada (Cassinello, [5])	22
Figura 3.30. Encaix de barbeta passant (Cassinello, [5])	22
Figura 3.31. Encaix de barbeta passant en estructura de coberta (Cassinello, [5])	22
Figura 3.32. Encaix de barbeta a topall (Cassinello, [5])	22
Figura 3.33. Encaix de barbeta a topall en estructura de coberta (Cassinello, [5])	22
Figura 3.34. Encaix de caixa i barbeta simple (Cassinello, [5])	23
Figura 3.35 Encaix de caixa i barbeta doble (Cassinello, [5])	23
Figura 3.36 Encaix de caixa i barbeta simple en estructura de coberta (Cassinello, [5])	23
Figura 3.37 Empalmament de trau i metxa amb la metxa centrada (Cassinello, [5])	23
Figura 3.38 Empalmament de trau i metxa amb la metxa en creu (Cassinello, [5])	23
Figura 3.39 Empalmament de forquilla simple (Cassinello, [5])	23
Figura 3.40 Empalmament de forquilla múltiple (Cassinello, [5])	23
Figura 3.41 Empalmament de llengüeta amb metxa a la testa (Cassinello, [5])	24
Figura 3.42 Empalmament de llengüeta amb cudornella (Cassinello, [5])	24
Figura 3.43 Empalmament amb cudornella simple (Cassinello, [5])	24
Figura 3.44 Empalmament amb cudornella doble i en diagonal (Cassinello, [5])	24
Figura 3.45 Empalmament amb junt de jou simple (Cassinello, [5])	24
Figura 3.46 Empalmament amb junt de jou simple amb tacs (Cassinello, [5])	24
Figura 3.47 Empalmament amb clau simple (Cassinello, [5])	25
Figura 3.48 Empalmament amb clau múltiple (Cassinello, [5])	25
Figura 3.49 Acoblament amb tacs rectes (Cassinello, [5])	25
Figura 3.50 Acoblament amb tacs inclinats (Cassinello, [5])	25
Figura 3.51 Acoblament amb claus (Cassinello, [5])	25
Figura 3.52 Acoblament dentat (Cassinello, [5])	26
Figura 3.53 Acoblament amb múltiples dentats amb reforços metàl·lics (Cassinello, [5])	26
Figura 3.54 Acoblament per juxtaposició de trau i metxa (Cassinello, [5])	26
Figura 3.55 Acoblament per juxtaposició de forquilla (Cassinello, [5])	26
Figura 3.56 Geometria encaix de caixa i barbeta (CTE DB SE-M, [31])	28
Figura 4.1 Maqueta del campanar realitzada amb fusta per M. Isawa a escala 1/10 (Isawa)	29

Figura 4.2 Campanar de referència per al treball, situat a Kyoto, Japó (Isawa).....	29
Figura 4.3 Situació de l'edifici a l'àmbit del país (Google Maps).....	30
Figura 4.4 Situació de l'edifici a l'àmbit de la ciutat (Google Maps).....	31
Figura 4.5 Entorn de l'edifici (Google Maps)	31
Figura 4.6 Modelitzat del campanar (Elaboració pròpia).....	32
Figura 4.7 Modelitzat del campanar (Elaboració pròpia).....	32
Figura 4.8 Inclinació de la coberta (Elaboració pròpia)	39
Figura 4.9 Zones per una coberta a quatre aigües per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30]).....	40
Figura 4.10 Zones per a la coberta del campanar per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30]).....	40
Figura 4.11 Zones de façana per determinar el coeficient eòlic (CTE DB SE-AE, [30])	42
Figura 4.12 Ubicació de les unions al campanar (Elaboració pròpia).....	48
Figura 4.13 Encaix de mitjamossa amb caixa (Elaboració pròpia)	49
Figura 4.14 Zona sotmesa a flexió (Elaboració pròpia).....	49
Figura 4.15 Tallant en el rebaix (Elaboració pròpia).....	50
Figura 4.16 Zona sotmesa a compressió perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia)	51
Figura 4.17 Zones sotmeses a compressió paral·lela a la fibra (Elaboració pròpia).....	51
Figura 4.18 Encaix de barbeta passant (Elaboració pròpia)	52
Figura 4.19 Zona sotmesa a compressió inclinada a la fibra (Elaboració pròpia)	53
Figura 4.20 Zona sotmesa a tallant (Elaboració pròpia).....	53
Figura 4.21 Biga sotmesa a compressió perpendicular en el cas 1 (Elaboració pròpia).....	54
Figura 4.22 Biga sotmesa a compressió perpendicular en el cas 2 (Elaboració pròpia).....	54
Figura 4.23 Zones de compressió en recolzaments continuats (Elaboració pròpia)	54
Figura 4.24 Encaix de caixa i metxa a compressió (Elaboració pròpia)	55
Figura 4.25 Zona de compressió paral·lela a la fibra en el cas 1 (Elaboració pròpia)	56
Figura 4.26 Zona de compressió paral·lela a la fibra en el cas 2 (Elaboració pròpia)	56
Figura 4.27 Zona de compressió inclinada a la fibra en el cas 1 (Elaboració pròpia)	57
Figura 4.28 Zona de compressió inclinada a la fibra en el cas 2 (Elaboració pròpia)	57
Figura 4.29 Encaix de caixa i metxa a tracció (Elaboració pròpia)	58
Figura 4.30 Zona de compressió perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia)	59
Figura 4.31 Zona de tracció paral·lela a la fibra (Elaboració pròpia)	59
Figura 4.32 Encaix doble de barbeta i rebaix (Elaboració pròpia)	60
Figura 4.33 Zona del banyot sotmesa a compressió inclinada a la fibra (Elaboració pròpia)	60
Figura 4.34 Zona sotmesa a tallant (Elaboració pròpia).....	61

Figura 4.35 Zona sotmesa a flexió (Elaboració pròpia)	61
Figura 4.36 Empalmament de llengüeta amb cudornella (Elaboració pròpia)	62
Figura 4.37 Zona de compressió paral·lela a la fibra al cas 1 (Elaboració pròpia).....	63
Figura 4.38 Zona de compressió paral·lela a la fibra al cas 2 (Elaboració pròpia).....	63
Figura 4.39 Zona sotmesa a flexió (Elaboració pròpia)	64
Figura 4.40 Secció sotmesa a tracció perpendicular a la fibra (Elaboració pròpia).....	64
Taula 3.1 Profunditat de la barbeta (CTE DB SE-M, [31])	28
Taula 4.1 Coeficients de la longitud de vinclament per a una barra biarticulada (CTE DB SE-M, [31]).....	35
Taula 4.2 Propietats físiques i mecàniques de diferents mostres de fusta de Hinoko (Yokoyama, [19])	36
Taula 4.3 Propietats físiques i mecàniques associades a cada Classe Resistent de fusta de coníferes (CTE DB SE-M, [31])	37
Taula 4.4 Pes per unitat de superfície d'elements de coberta (CTE DB SE-AE, [30])	38
Taula 4.5 Valors característics de les sobrecàrregues d'ús (CTE DB SE-AE, [30]).....	38
Taula 4.6 Valors del coeficient d'exposició (CTE DB SE-AE, [30]).....	39
Taula 4.7 Valors del coeficient eòlic per una coberta a quatre aigües (CTE DB SE-AE, [30])	41
Taula 4.8 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides per a la hipòtesi 1 (Elaboració pròpia)	41
Taula 4.9 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides per a la hipòtesi 2 (Elaboració pròpia)	42
Taula 4.10 Valors del coeficient eòlic segons les zones definides a la façana (Elaboració pròpia).....	42
Taula 4.11 Resistències de càlcul i resistències característiques per una fusta C22 (Elaboració pròpia)	47

Agraïments

Al Makoto, que em va donar la idea i em va animar a fer el projecte sobre aquest tema que he trobat tant apassionant, per facilitar-me tot el material amb el què he pogut desenvolupar el treball, pels coneixements que m'ha aportat, per ajudar-me amb els dubtes que m'han anat sorgint.

Al tutor del projecte, el Romà Crespiera, per l'ajuda durant aquest temps resolvent tots els dubtes que he pogut tenir, donant-me consells per fer un millor treball i per ensenyar-me des de zero a utilitzar el programa de càlcul.

A la Susana Pavón per la revisió del treball, pels consells i les recomanacions.

Annexos

Annex A. Estats límits últims

- *Tracció uniforme paral·lela a la fibra*

En general:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} \leq f_{t,0,d}$$

$\sigma_{t,0,d}$ tensió de càlcul a tracció paral·lela a la fibra

$f_{t,0,d}$ resistència de càlcul a tracció paral·lela a la fibra

N_d esforç axial de càlcul

A_{ef} àrea eficaç

Per a peces rectangulars on la dimensió major sigui $h < 150 \text{ mm}$, la resistència es pot multiplicar pel factor d'altura k_h .

$$\sigma_{t,0,d} \leq k_h \cdot f_{t,0,d} \quad k_h = \left(\frac{150}{h}\right)^{0.2} \leq 1.3$$

h major dimensió de la secció

- *Tracció uniforme perpendicular a la fibra*

$$\sigma_{t,90,d} = \frac{F_{t,90,d}}{A_{ef}} \leq f_{t,90,d}$$

$\sigma_{t,90,d}$ tensió de càlcul a tracció perpendicular a la fibra

$f_{t,90,d}$ resistència de càlcul a tracció perpendicular a la fibra

$F_{t,90,d}$ valor de càlcul de la càrrega de tracció perpendicular a la fibra

A_{ef} àrea eficaç

- *Compressió uniforme paral·lela a la fibra*

En general:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A_{ef}} \leq f_{c,0,d}$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensió de càlcul a compressió paral·lela a la fibra

$f_{c,0,d}$ resistència de càlcul a compressió paral·lela a la fibra

N_d esforç axial de càlcul

A_{ef} àrea eficaç

Per a empalmaments a topall, la resistència de càlcul estarà minorada un 80%:

$$\sigma_{c,0,d} \leq 0.8 \cdot f_{c,0,d}$$

- *Compressió uniforme perpendicular a la fibra*

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90,d} \cdot f_{c,90,d}$$

$\sigma_{c,90,d}$ tensió de càlcul a compressió perpendicular a la fibra

$F_{c,90,d}$ valor de càlcul de la càrrega de compressió perpendicular a la fibra

A_{ef} àrea de contacte eficaç

$f_{c,90,d}$ resistència de càlcul a compressió perpendicular a la fibra

$k_{c,90,d}$ factor que té en compte la distribució de la càrrega, la possibilitat de clivelles i la deformació màxima per compressió perpendicular

- En el cas de recolzaments en continu, sempre que $l_1 \geq 2h$

$k_{c,90,d} = 1.25$ per a fusta massissa de coníferes

$k_{c,90,d} = 1.5$ per a fusta laminada encolada de coníferes

- En el cas de peces sobre recolzaments aïllats, sempre que $l_1 \geq 2h$

$k_{c,90,d} = 1.5$ per a fusta massissa de coníferes

$k_{c,90,d} = 1.75$ per a fusta laminada encolada de coníferes sempre que $l \geq 400\text{mm}$

- En qualsevol cas que no es trobi entre els anteriors $k_{c,90,d} = 1.0$

- *Flexió simple*

En general:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_x} \leq f_{m,d}$$

$\sigma_{m,d}$ tensió de càlcul a flexió

$f_{m,d}$ resistència a càlcul de flexió

M_d moment flector de càlcul

W_x moment resistent en l'eix principal

Per a peces rectangulars on el cantell sigui $h < 150\text{ mm}$, la resistència es pot multiplicar pel factor d'altura k_h .

$$\sigma_{m,d} \leq k_h \cdot f_{m,d} \quad k_h = \left(\frac{150}{h}\right)^{0.2} \leq 1.3$$

- Tallant

En general:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

τ_d tensió de càlcul a tallant

$f_{v,d}$ resistència de càlcul a tallant

Per tenir en compte la influència de les clivelles s'utilitza una base eficaç de la peça:

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

b base de la secció

k_{cr} coeficient que té en compte la influència de les clivelles

Per peces amb un rebaix, s'ha de complir:

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d}{b \cdot h_{ef}} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

V_d esforç tallant de càlcul

k_v factor de reducció

Si el rebaix està a la part superior: $k_v = 1$

Si el rebaix està a la part inferior:

$$k_v = \min \left[1, \left(\frac{k_n \cdot \left(1 + \frac{1.1 \cdot i^{1.5}}{\sqrt{h}} \right)}{\sqrt{h} \cdot \left(\sqrt{\alpha \cdot (1 - \alpha)} + 0.8 \cdot \frac{x}{h} \cdot \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \right) \right]$$

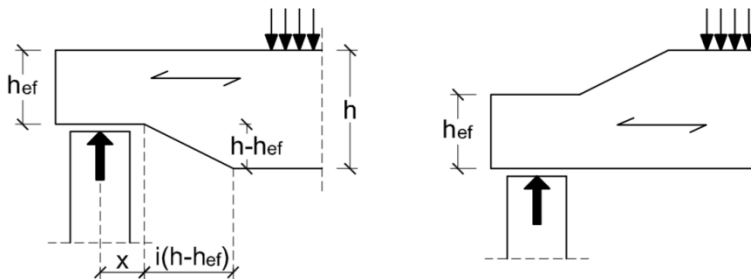
k_n depèn del producte de fusta

i defineix la inclinació del rebaix

h cantell de la biga

$$\alpha = h_{ef}/h$$

x distància des de l'eix del recolzament fins al final del rebaix



- *Flexió esbiaixada*

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$ tensió de càlcul a flexió respecte l'eix y i respecte l'eix z

$f_{m,y,d}$, $f_{m,z,d}$ resistència de càlcul a flexió respecte l'eix y i respecte l'eix z

k_m factor que té en compte l'efecte de redistribució de tensions i la falta d'homogeneïtat del material

- *Flexió i compressió axial combinades*

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensió de càlcul a compressió paral·lela a la fibra

$f_{c,0,d}$ resistència de càlcul a compressió paral·lela a la fibra

$\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$ tensió de càlcul a flexió respecte l'eix y i respecte l'eix z

$f_{m,y,d}$, $f_{m,z,d}$ resistència de càlcul a flexió respecte l'eix y i respecte l'eix z

k_m factor que té en compte l'efecte de redistribució de tensions i la falta d'homogeneïtat del material

- *Compressió inclinada respecte la fibra*

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$\sigma_{c,\alpha,d}$ tensió de càlcul a compressió obliqua a la fibra

$f_{c,0,d}$ resistència de càlcul a compressió paral·lela a la fibra

$f_{c,90,d}$ resistència de càlcul a compressió perpendicular a la fibra

α angle que forma la força a compressió amb el sentit de la fibra

Annex B. Càlcul complementari

Tal com s'ha explicat durant el treball, s'ha realitzat el càlcul de l'edifici considerant que les unions entre els diferents elements són una semi-articulació i se li ha assignat un grau de rigidesa per a cada unió. Aquest valor és inexacte i és possible que alteri els resultats respecte el grau d'encastament que li pertoca a cada unió.

És per aquest motiu que s'ha volgut realitzar un càlcul posterior considerant totes les unions com a articulacions i com a encastaments i així poder comparar els resultats amb els que prèviament s'han calculat.

Unió 1: Encaix de mitjamossa amb caixa

		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Flexió simple	M_{yd}	$1.61 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	0	$2.29 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$\sigma_{m,d}$	8.87 N/mm^2	-	12.62 N/mm^2
Tallant	V_d	$1.02 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.15 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.78 \cdot 10^3 \text{ N}$
	τ_d	0.23 N/mm^2	0.03 N/mm^2	0.40 N/mm^2
Compressió perpendicular	$F_{c,90,d}$	$1.02 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.15 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.78 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,90,d}$	0.08 N/mm^2	0.01 N/mm^2	0.14 N/mm^2
Compressió paral·lela	N_d	$11.53 \cdot 10^3 \text{ N}$	$10.25 \cdot 10^3 \text{ N}$	$20.26 \cdot 10^3 \text{ N}$
	M_y	$0.15 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.87 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$2.36 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	M_z	$3.82 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$1.09 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.57 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$\sigma_{c,0,d}$	1.69 N/mm^2	1.01 N/mm^2	1.71 N/mm^2

Unió 2: Encaix de barbeta passant

		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Compressió inclinada	$F_{c,\alpha,d}$	$0.27 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.29 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.32 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,\alpha,d}$	0.08 N/mm^2	0.08 N/mm^2	0.09 N/mm^2
Tallant	V_d	$0.27 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.29 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.32 \cdot 10^3 \text{ N}$
	τ_{d1}	0.18 N/mm^2	0.19 N/mm^2	0.21 N/mm^2
	τ_{d2}	0.09 N/mm^2	0.10 N/mm^2	0.11 N/mm^2
Compressió perpendicular	V_{yd}	$1.37 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.54 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.39 \cdot 10^3 \text{ N}$
	V_{zd}	$0.96 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.49 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.03 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,90,d1}$	1.63 N/mm^2	0.98 N/mm^2	1.65 N/mm^2
	$\sigma_{c,90,d2}$	1.03 N/mm^2	1.01 N/mm^2	1.07 N/mm^2

Unió 3: Encaix de caixa i metxa a compressió

		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Compressió paral·lela	$F_{c,0,d}$	$5.74 \cdot 10^3 \text{ N}$	$4.63 \cdot 10^3 \text{ N}$	$5.92 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$M_{y,d}$	$0.08 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	0	$0.13 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$M_{y,d}$	$0.07 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	0	$0.13 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$\sigma_{c,0,d 1}$	1.32 N/mm^2	0.83 N/mm^2	3.52 N/mm^2
	$\sigma_{c,0,d 2}$	3.50 N/mm^2	1.86 N/mm^2	4.45 N/mm^2
Compressió inclinada	$F_{c,\alpha,d}$	$7.47 \cdot 10^3 \text{ N}$	$9.24 \cdot 10^3 \text{ N}$	$6.82 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,\alpha,d 1}$	0.67 N/mm^2	0.83 N/mm^2	0.61 N/mm^2
	$\sigma_{c,\alpha,d 2}$	1.13 N/mm^2	1.39 N/mm^2	1.03 N/mm^2

Unió 4: Encaix de caixa i metxa a tracció

		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Tallant	V_d	$0.23 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.11 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.17 \cdot 10^3 \text{ N}$
	τ_d	0.08 N/mm^2	0.04 N/mm^2	0.06 N/mm^2
Compressió perpendicular	$F_{c,90,d}$	$0.23 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.11 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.17 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,90,d}$	0.03 N/mm^2	0.02 N/mm^2	0.02 N/mm^2
Tracció paral·lela	N_d	$0.12 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.24 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.12 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{t,0,d}$	0.04 N/mm^2	0.08 N/mm^2	0.04 N/mm^2

Unió 5: Encaix doble de barbeta i rebaix

		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Compressió inclinada (1)	$F_{c,\alpha,d}$	$0.41 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.29 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.06 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,\alpha,d}$	0.07 N/mm^2	0.05 N/mm^2	0.01 N/mm^2
Compressió inclinada (2)	$F_{c,\alpha,d}$	$1.27 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.58 \cdot 10^3 \text{ N}$	$1.14 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,\alpha,d}$	0.04 N/mm^2	0.05 N/mm^2	0.03 N/mm^2
Tallant	V_d	$0.62 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.17 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.21 \cdot 10^3 \text{ N}$
	τ_d	0.07 N/mm^2	0.02 N/mm^2	0.04 N/mm^2
Flexió esbiaixada	$M_{y,d}$	$0.32 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	0	$0.15 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$M_{z,d}$	$0.21 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	0	$0.03 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	F'	$0.41 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.29 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.40 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{m,y,d}$	5.69 N/mm^2	0.42 N/mm^2	2.96 N/mm^2
	$\sigma_{m,z,d}$	1.92 N/mm^2	0	0.27 N/mm^2

Unió 6: Empalmament de llengüeta amb cudornella

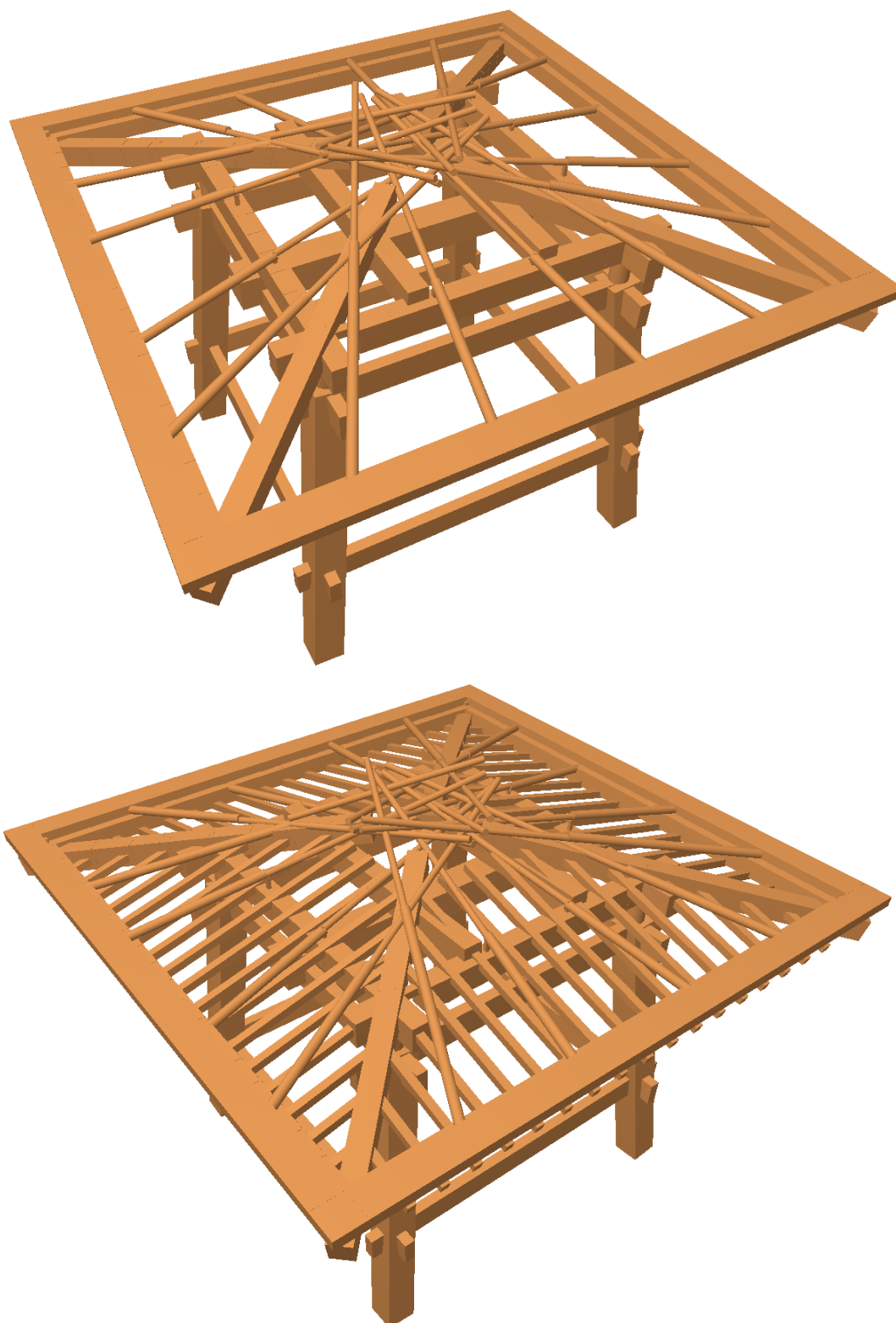
		Semi articulació	Articulació pura	Encastament pur
Compressió paral·lela	N_d	$20.18 \cdot 10^3 \text{ N}$	$20.47 \cdot 10^3 \text{ N}$	$16.67 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{c,0,d}$	0.45 N/mm^2	0.46 N/mm^2	0.37 N/mm^2
	$\sigma_{c,0,d}$	0.56 N/mm^2	0.57 N/mm^2	0.46 N/mm^2
Flexió esbiaixada	$M_{y,d}$	$0.80 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.38 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.26 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$M_{z,d}$	$0.34 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.72 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$	$0.22 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$
	$\sigma_{m,y,d}$	0.61 N/mm^2	0.29 N/mm^2	0.19 N/mm^2
	$\sigma_{m,z,d}$	0.26 N/mm^2	0.55 N/mm^2	0.16 N/mm^2
Tracció perpendicular	$F_{t,90,d}$	$3.96 \cdot 10^3 \text{ N}$	$0.81 \cdot 10^3 \text{ N}$	$3.22 \cdot 10^3 \text{ N}$
	$\sigma_{t,90,d}$	0.08 N/mm^2	0.02 N/mm^2	0.07 N/mm^2

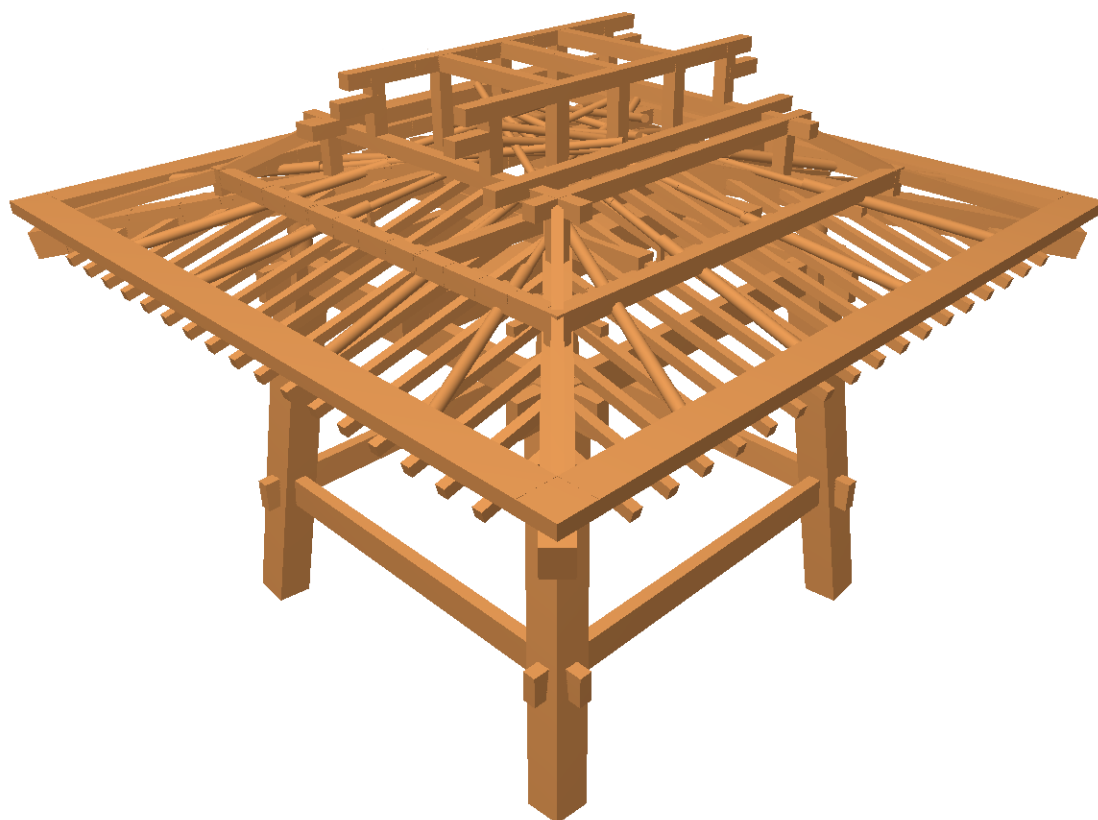
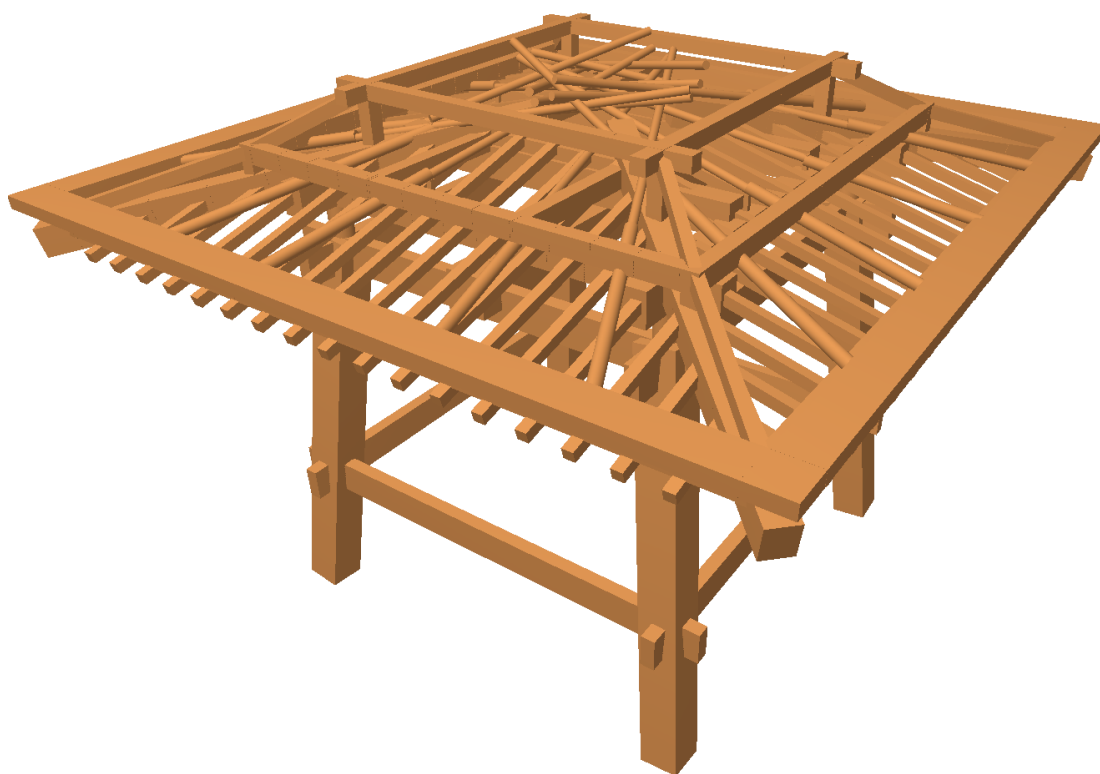
Es pot veure que en general no varien gaire els valors de les forces que actuen en cada unió i els resultats obtinguts de les tensions són similars tant si es considera que les unions tenen un cert grau de rigidesa com si es consideren articulacions o encastaments.

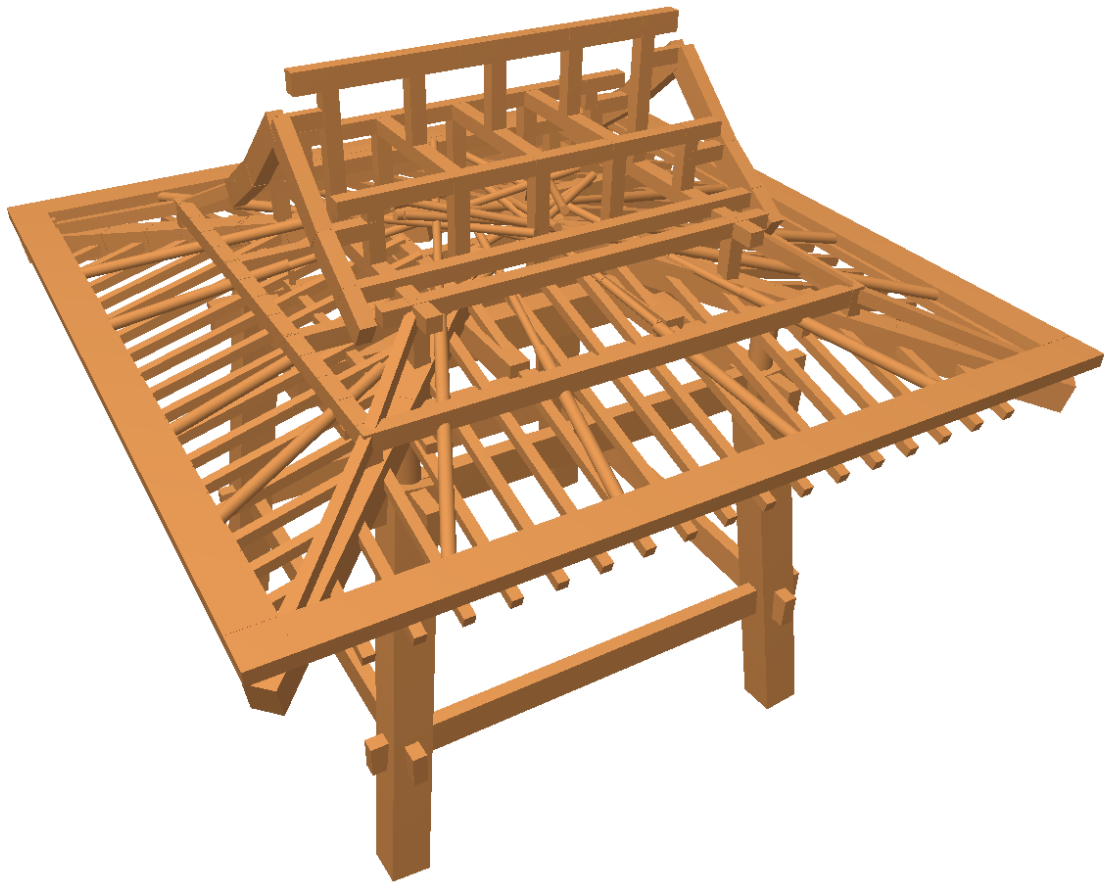
Els esforços que tenen més importància són els que hi intervenen moments flectors, ja sigui perquè són esforços de flexió o perquè s'ha considerat el parell de forces que generen els moments. I segons els càlculs efectuats en l'apartat 4.6, les tensions a flexió són les més desfavorables i és per això que es reitera la necessitat d'un estudi per determinar la rigidesa de les unions.

Annex C. Imatges de modelitzat de l'edifici

Les imatges següents són extretes de la visualització en 3D que ofereix el CYPE i amb les que es pretén ajudar a la comprensió de la geometria de l'edifici.

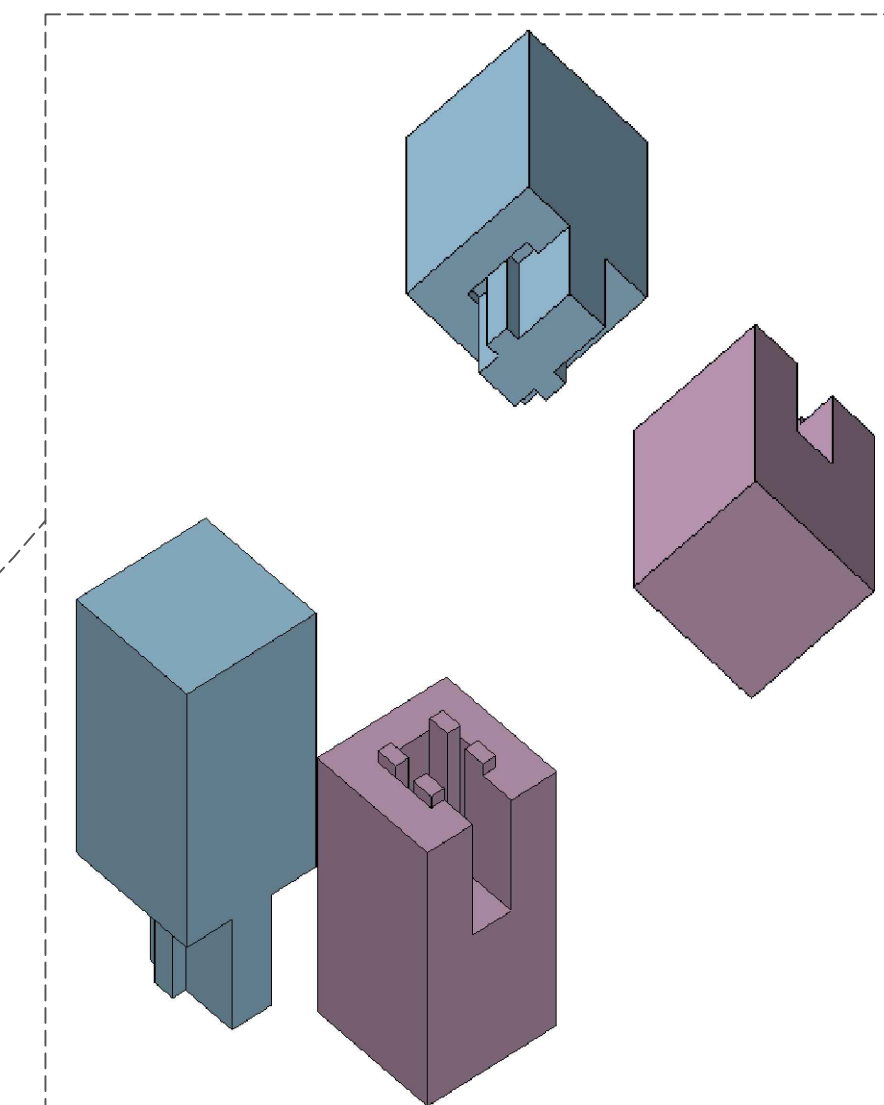
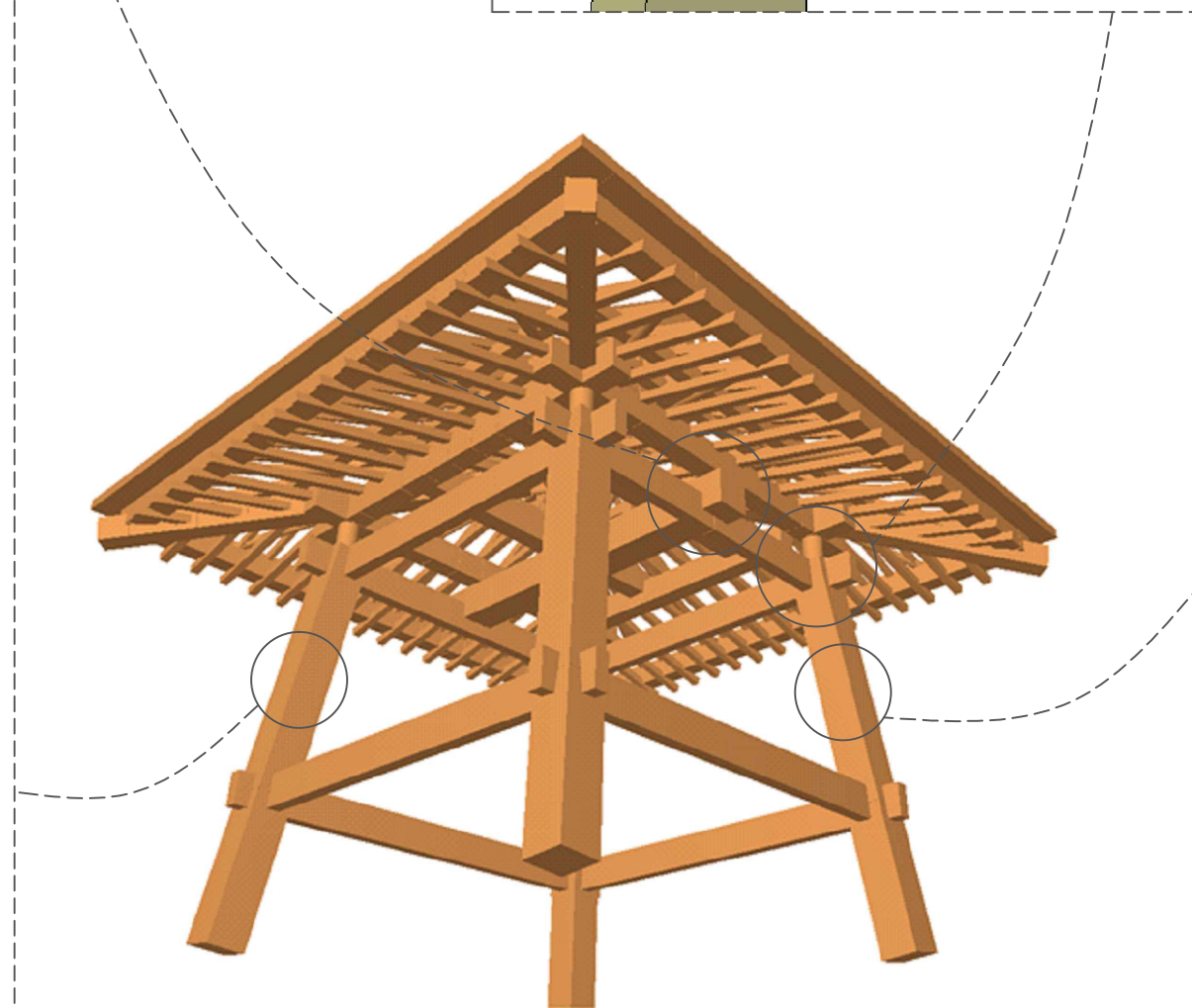
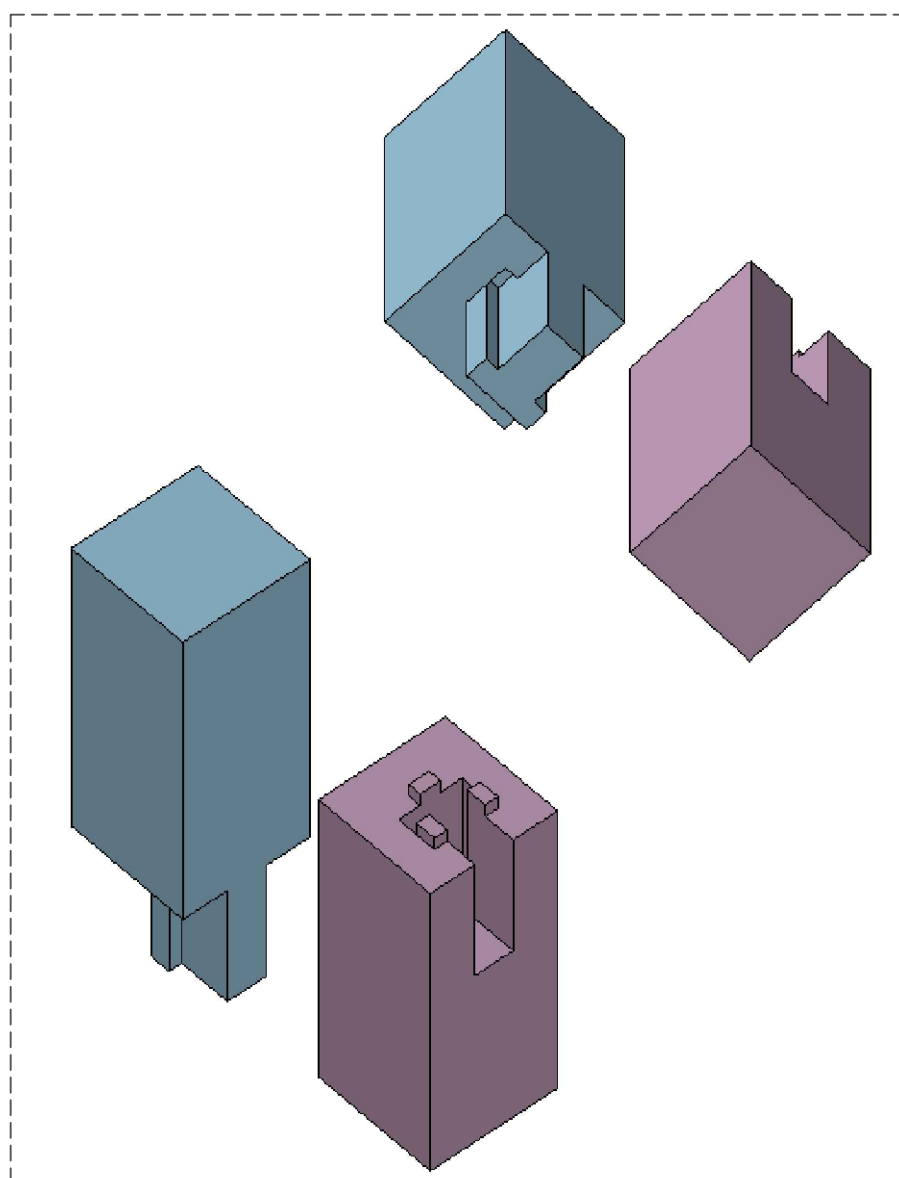
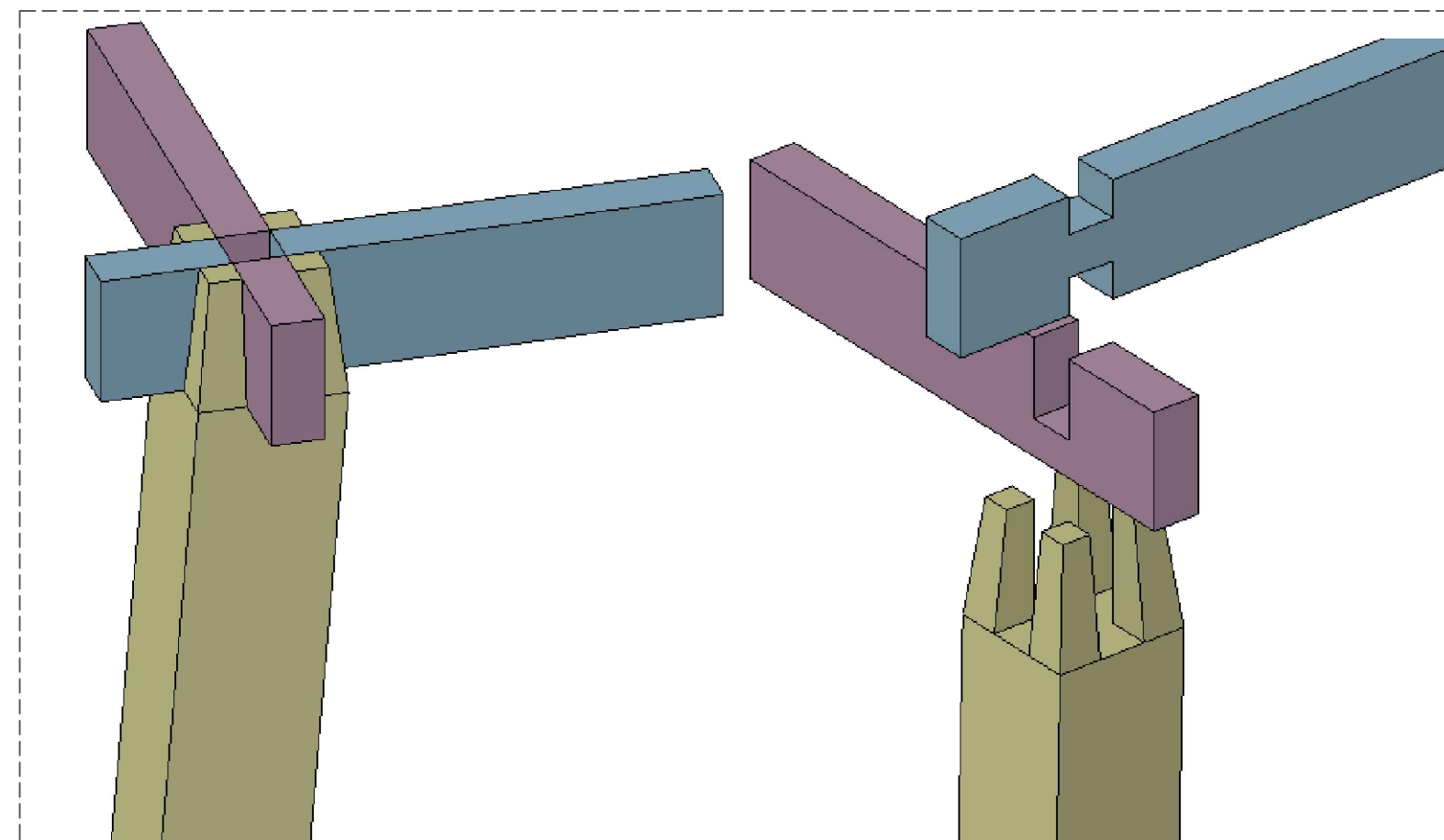
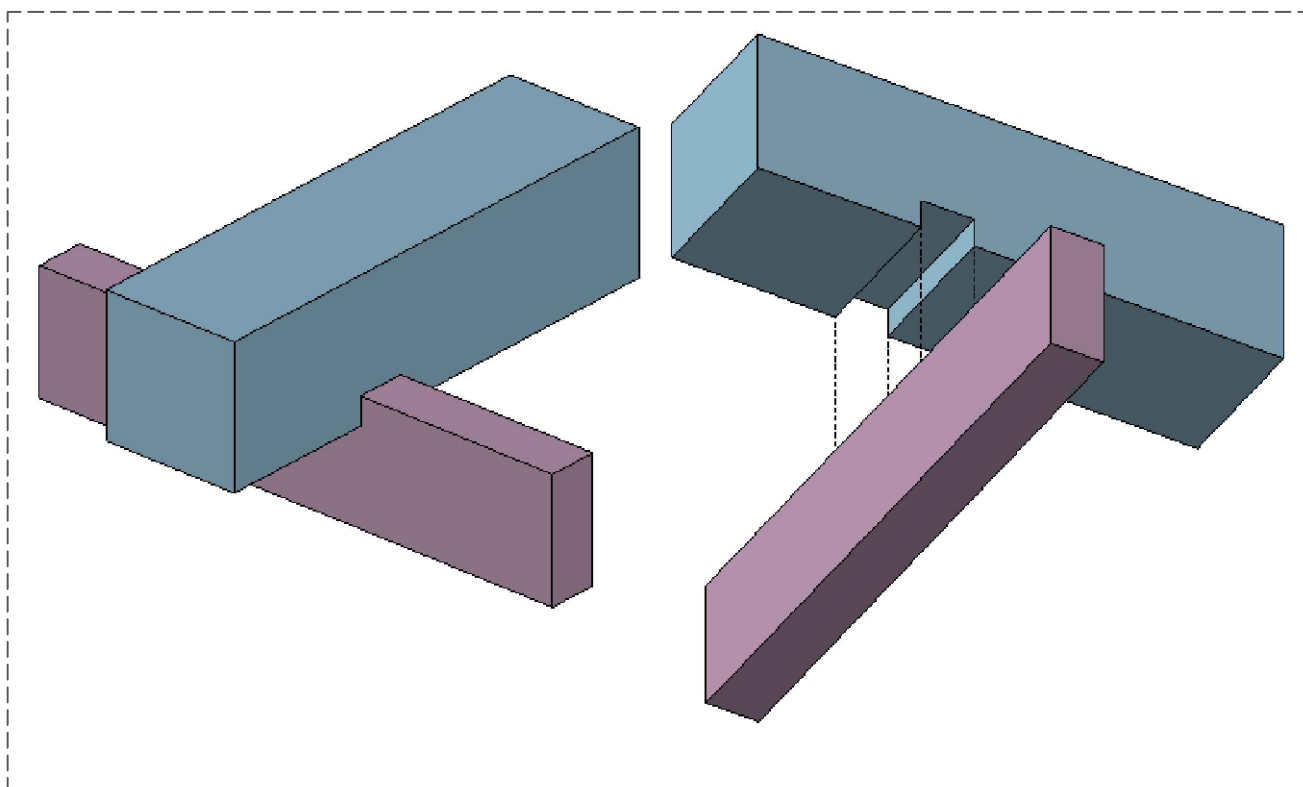


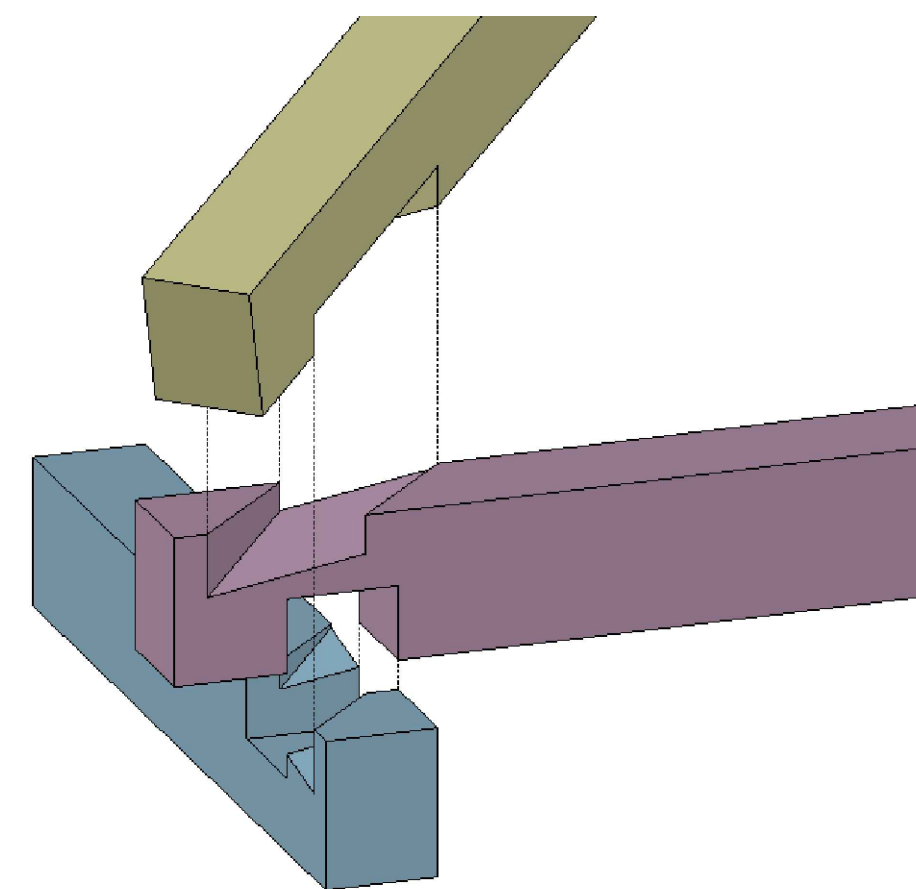
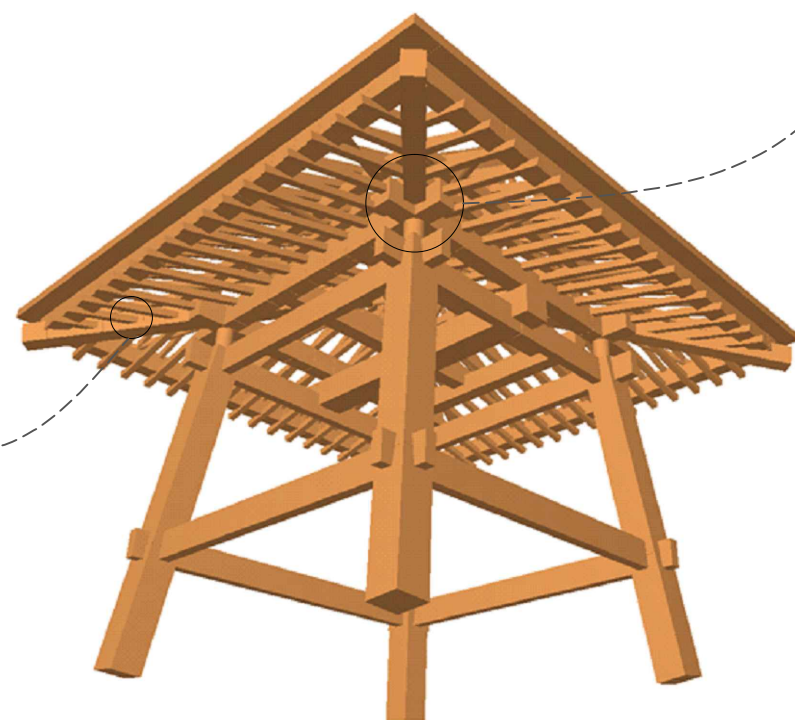
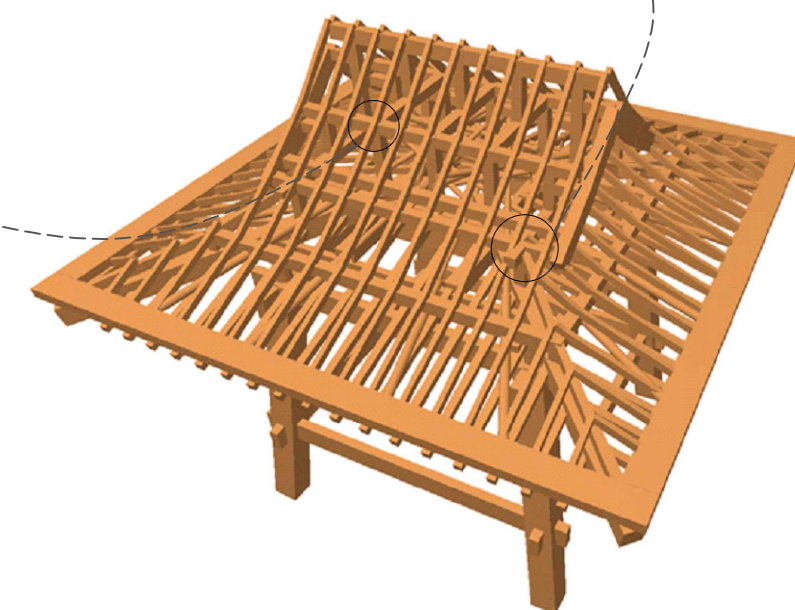
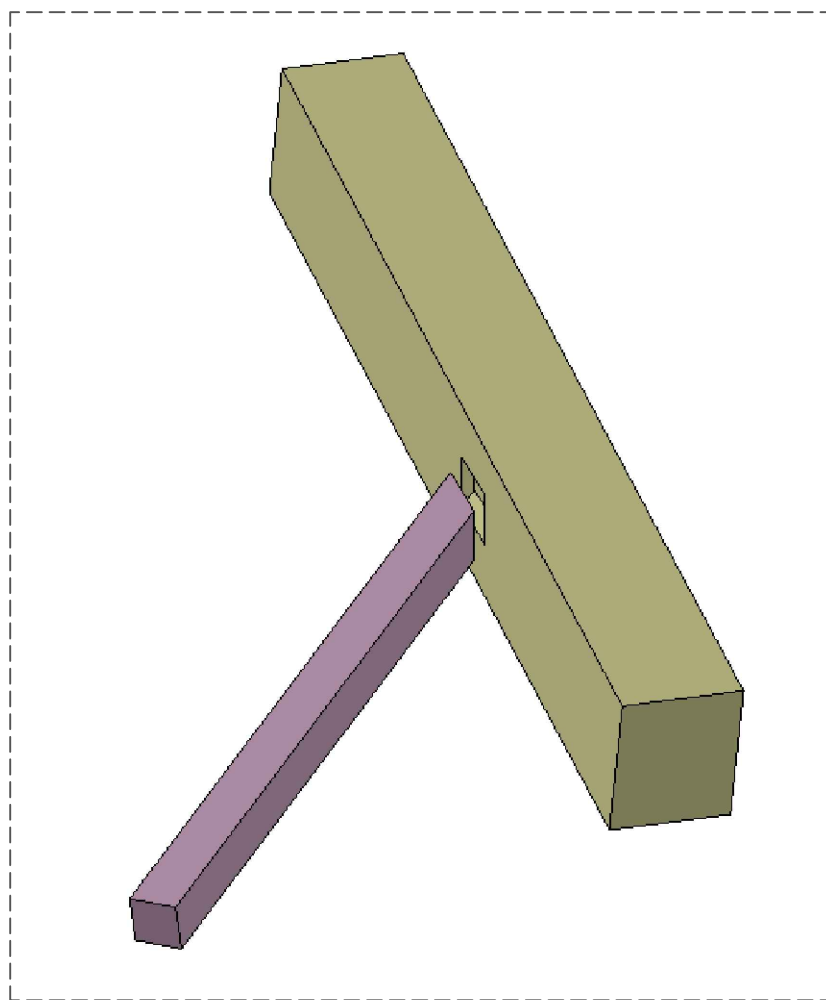
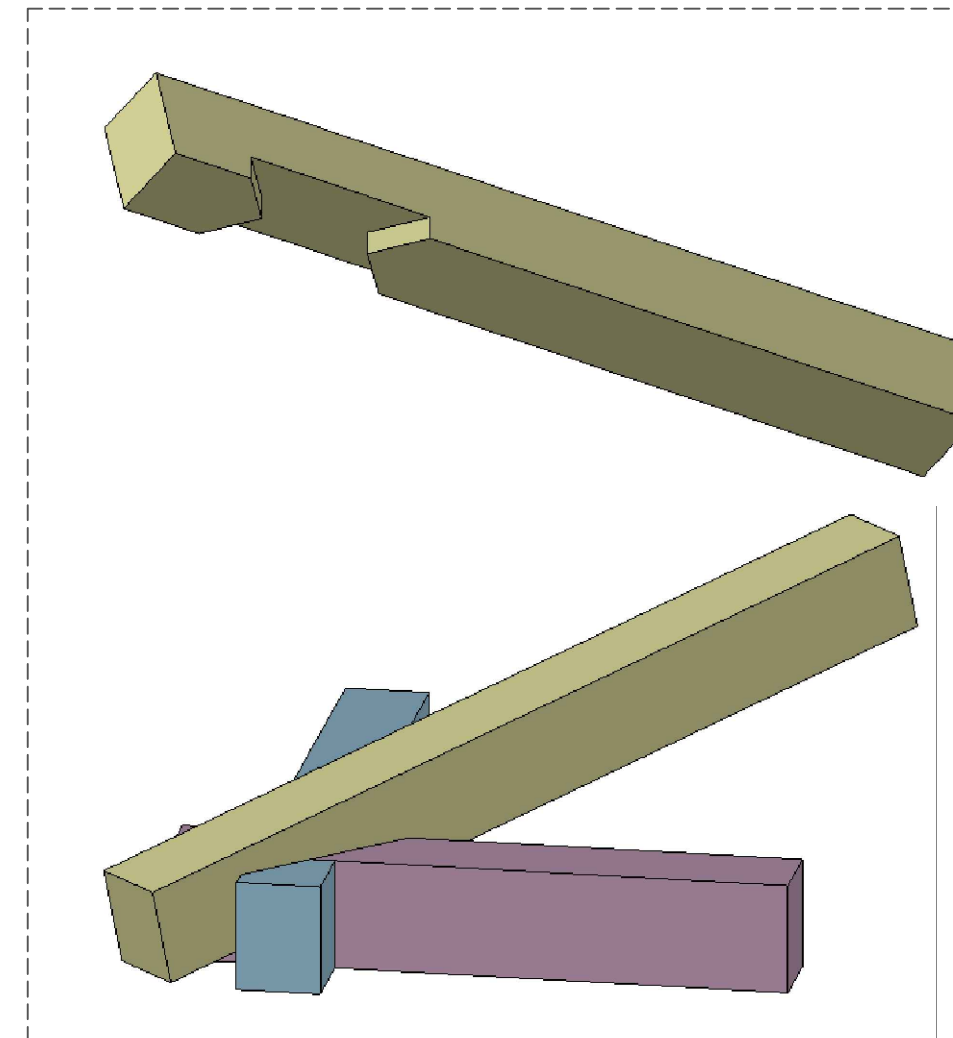
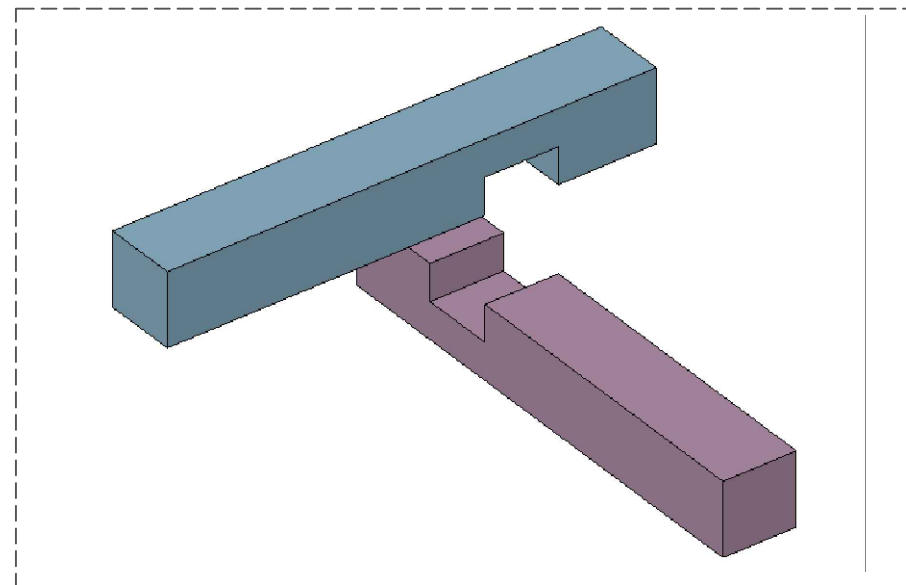
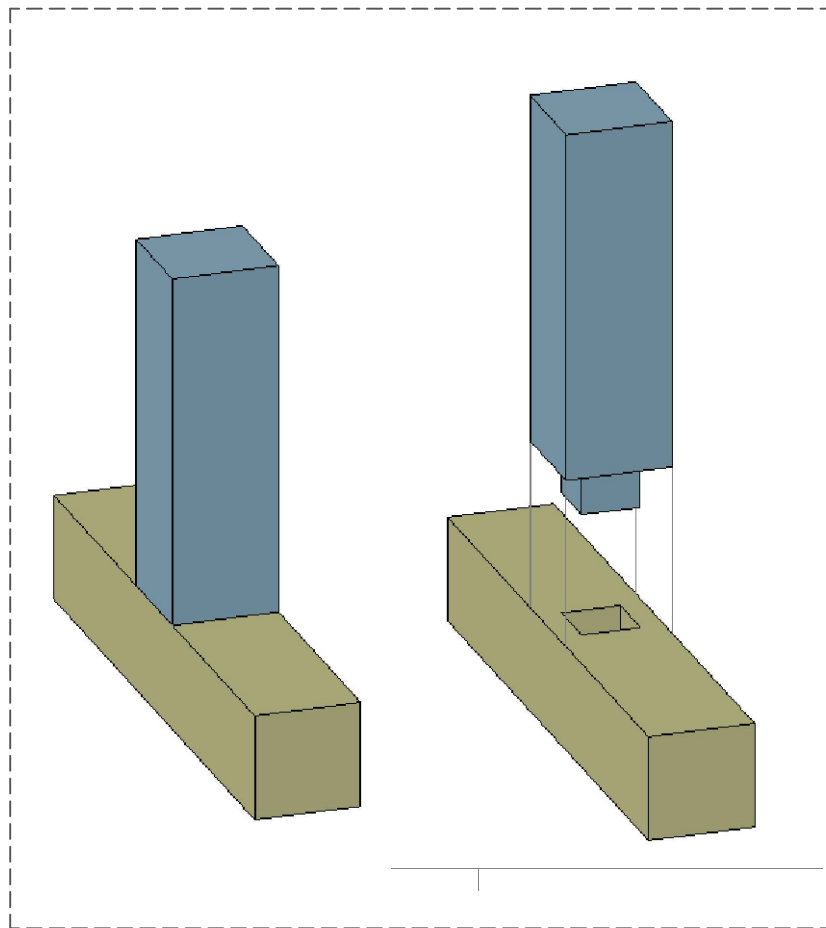




Annex D. Altres unions del campanar

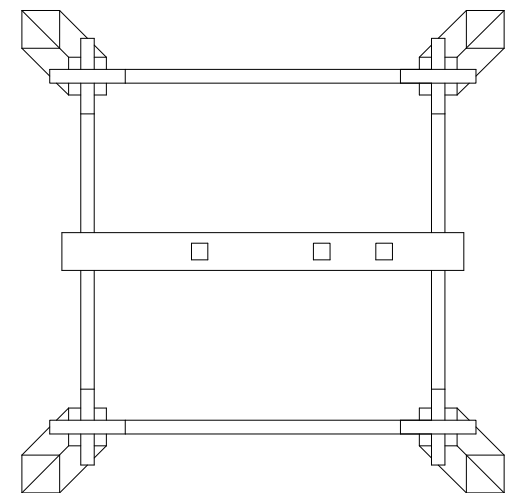
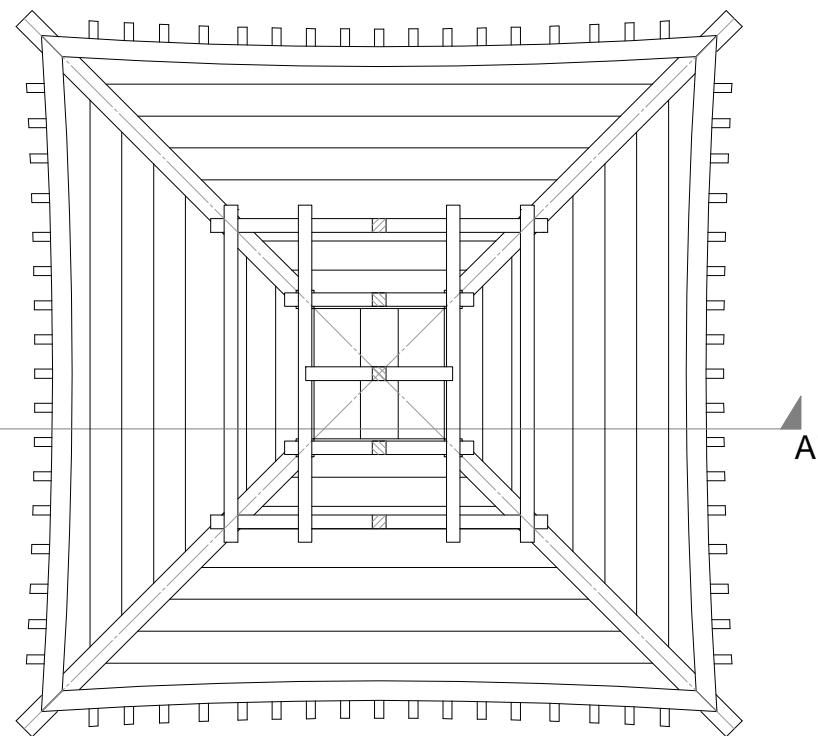
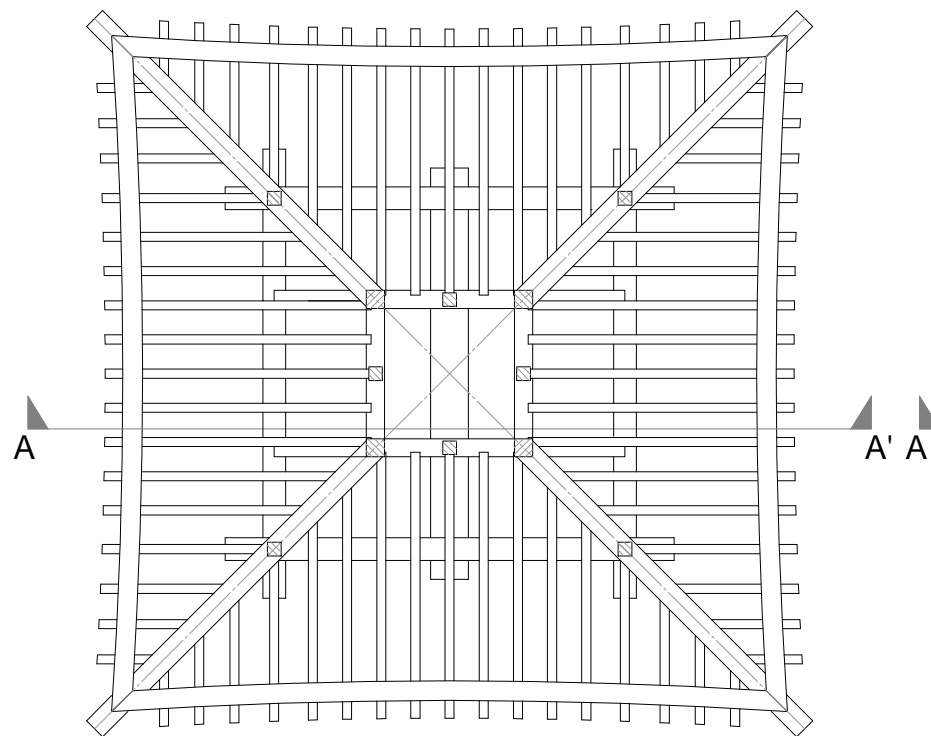
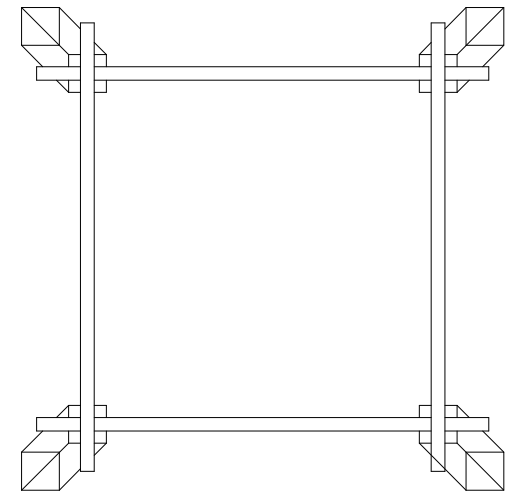
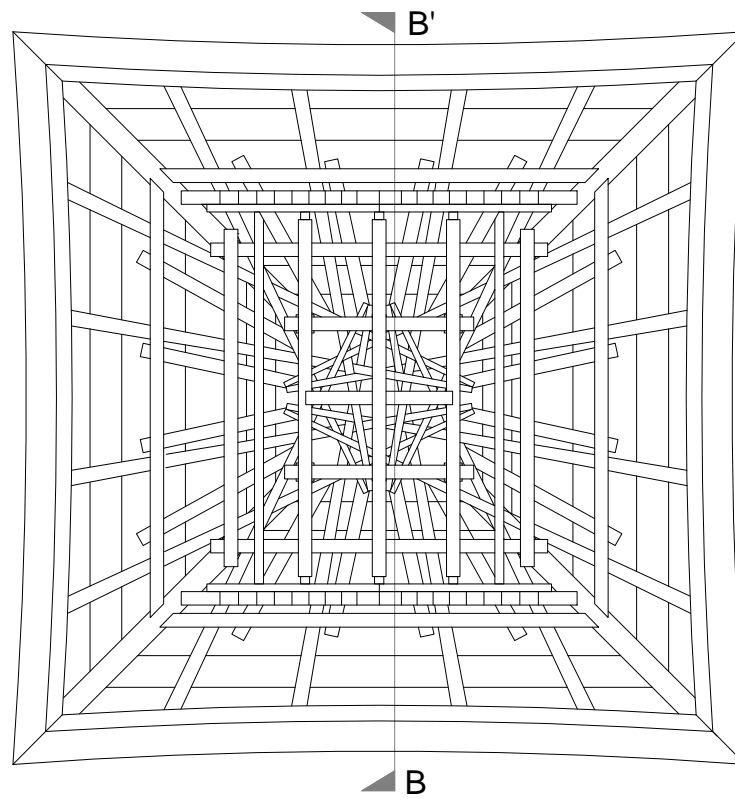
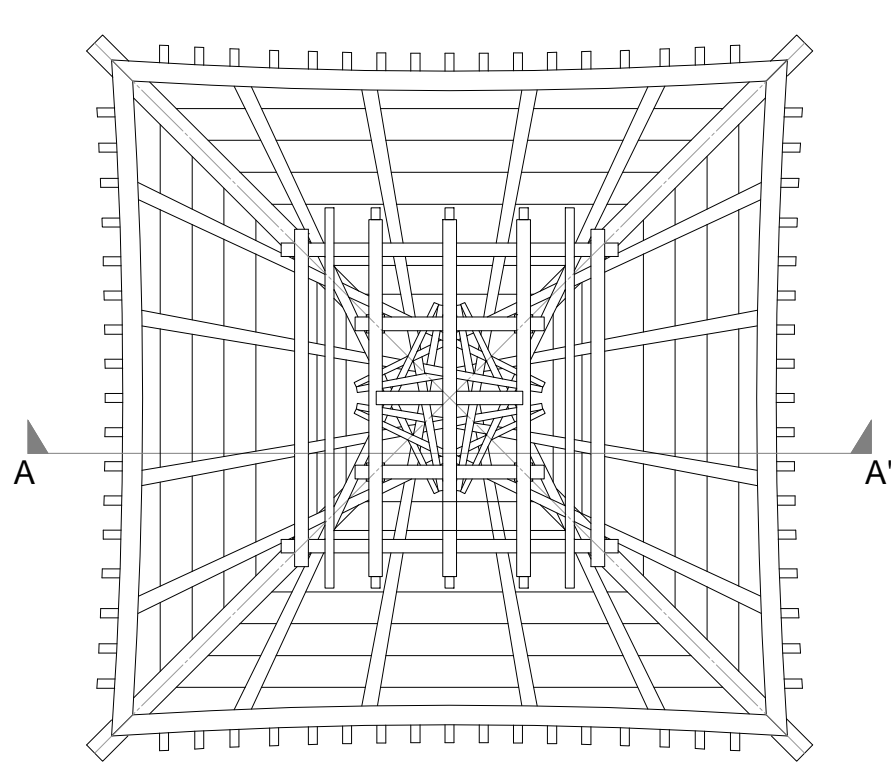
En aquest Annex s'inclouen imatges d'algunes unions que estan presents a l'edifici però que no s'han estudiat perquè tenen unes característiques semblants a les sis unions que s'han escollit i s'ha considerat que realitzar-ne les comprovacions podria ser repetitiu.

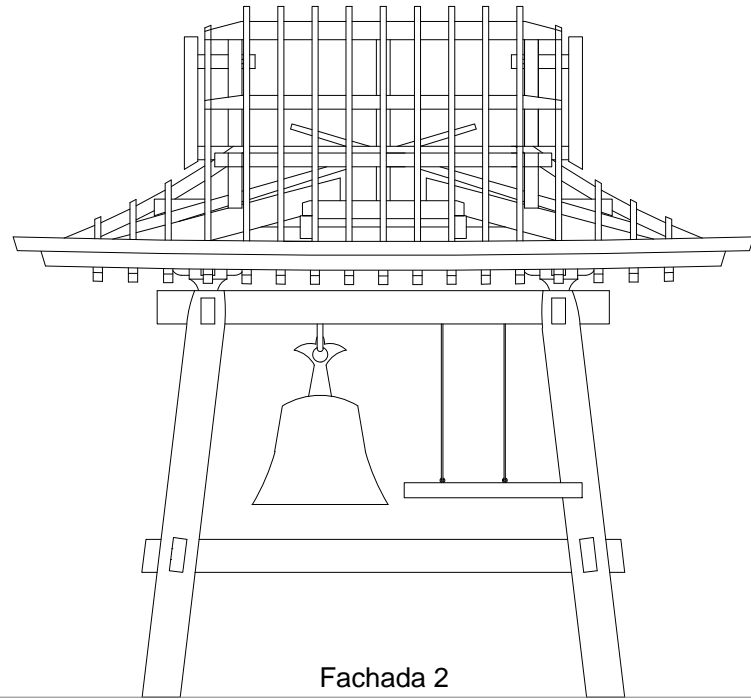




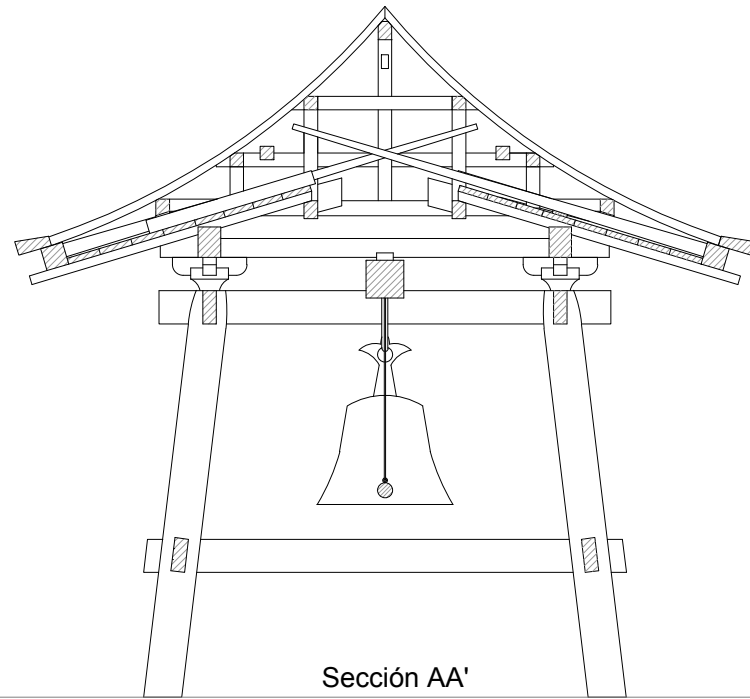
Annex E. Plànols

Plànols elaborats per Makoto Isawa de l'edifici estudiat i a partir dels quals s'ha realitzat el modelitzat en AutoCAD 3D.

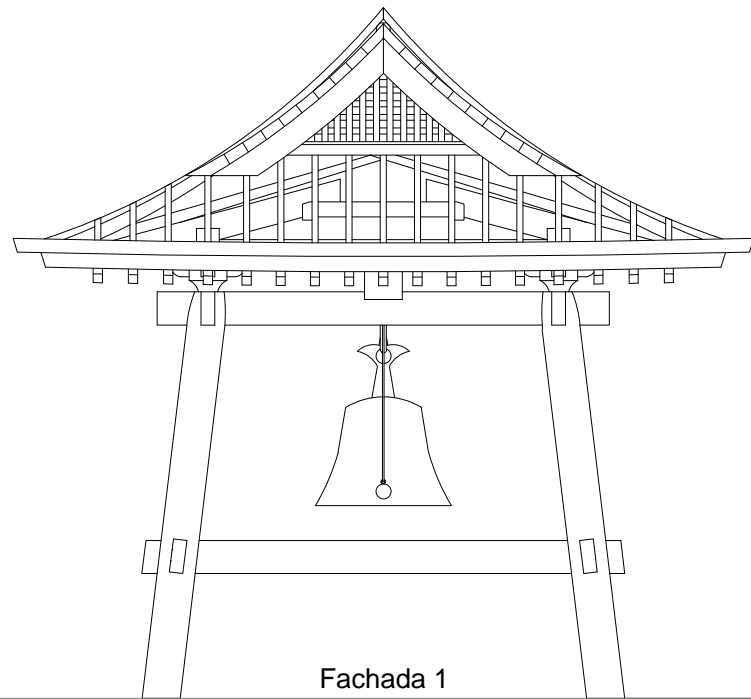




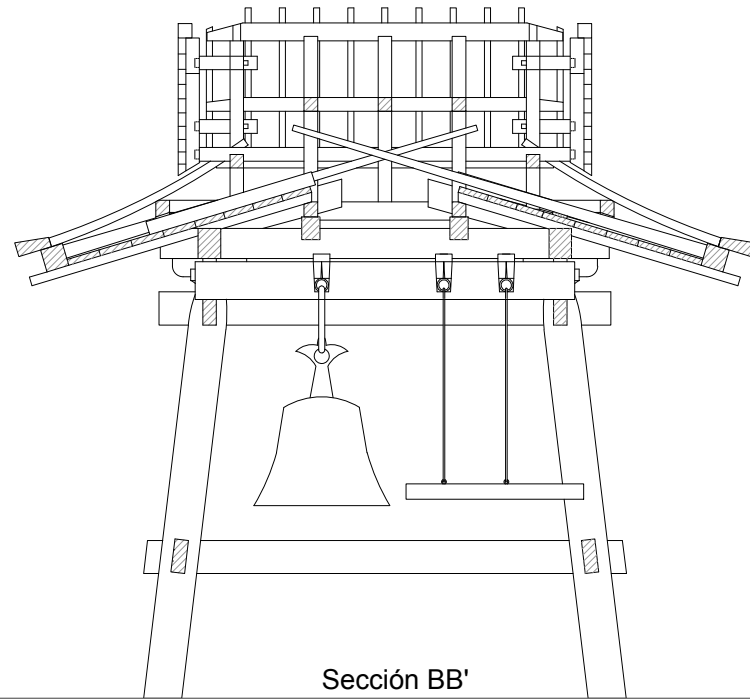
Fachada 2



Sección AA'



Fachada 1



Sección BB'